

2015

Concrete Technology Lectures



Dr. Ammar Saleem Khazaal
Civil Eng. Department.
1/1/2015



Lecturer Dr. Ammar Saleem Khazaal.

Curriculum Vitae

1. Personal Information:

- Full name: Ammar Saleem Khazaal.
- Date & place of birth: 01 Jan. 1975/Tikrit/Iraq.
- Marital Status: Married.
- Nationality: Iraqi.
- Postal address: Salah Addin Province/Tikrit/Al-Qadesiya sector/House # 302.



2. Academic & professional information:

- University: Tikrit.
- College: Engineering.
- Department: Civil Engineering.

3. Academic qualifications:

Qualification	Major	College	Country	Grade	Date obtained
B.Sc	Civil Eng.	Engineering	Iraq	Good	07 July 1997.
M.Sc	Geotechnical Engineering	Engineering	Iraq	Good	15 May 2000.
Ph.D	Structural Materials Engineering	Engineering	Iraq	Good	20 Feb. 2014

4. Academic Rank:

- Assistant lecturer: 03 Nov. 2001.
- Lecturer: 15 May 2008.

5. Course taught:

- Lab. Of Masonry Materials/1st Stage.
- Lab. Of Concrete Technology/ 2nd Stage.
- Masonry Materials/ 1st Stage.
- Concrete Technology/ 2nd Stage.





6. Publications:

Rank	Published research/article	Journal/book	Published date
1.	Evaluation of brick masonry units using ultrasonic pulse velocity.	Journal of Tikrit university for engineering sciences	2005
2.	Optimum design of tunnels.	Journal of Tikrit university for engineering sciences	2007
3.	Mesh size effects in non-linear 3D analysis of RC beams under impact loads.	Journal of Tikrit university for engineering sciences	2008
4.	Impact of exposed high temperature on hybrid self-compacting concrete.	Journal of Environmental Studies/ Sohag University/Egypt.	Acceptance Publication.
5.	Behavior evaluation of self-compacting concrete exposed to elevated temperature.	Journal of Environmental Studies/ Sohag University/Egypt.	Acceptance Publication.
6.	Effect management of elevated temperature on mechanical and microstructure properties of reinforced carbon fiber lightweight concrete.	International Journal of Civil Engineering & Technology	Nov. 2014

Concrete Technology Lectures
2nd Stage/Civil Eng. Department.
Dr. Ammar Saleem Khazaal





CE Concrete Technology Class: 2nd Stage Mandatory

Teaching Scheme:

- Two hours theory credit.
- Two hours laboratory credit.

Course Description:

The aim of this course is to enable the student to:

- Describe factors which control the properties of concrete.
- List methods of determining the properties of concrete.

Objectives:

To provide students with physical, mechanical, chemical, and mathematical tools and concepts for the understanding of engineering behavior of concrete and introduction to engineering design of concrete mixes.

Learning Outcome:

On successful completion of this module, the learner will be able to:

- Calculate standard concrete properties and classify a concrete sample.
- Carry out laboratory tests for preliminary engineering assessment of concrete sample.
- Specify the essential features and requirements of concrete permeability.
- Calculate stresses in concrete under various load conditions, and determine the shear strength.

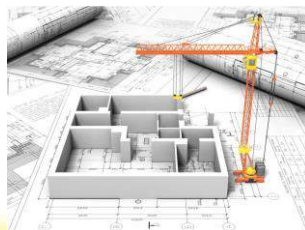




Theoretical outline

No.	Topics	Hours
1	Introduction on Cement	2
2	Manufacturing of Cement and its composition.	2
3	Hydration of Cement	2
4	Products of Hydration	4
5	Tests of Cement	2
6	Types of Cement	6
7	Aggregate, Classification of Aggregate, and properties of Aggregate	2
8	Sand & gravel.	2
9	Soundness of Aggregate	2
10	Sieve Analysis	4
11	Fresh Concrete	2
12	Workability of Concrete & Tests	2
13	Factors affecting Workability	2
14	Segregation & Bleeding	2
15	Compacting of Concrete	2
16	Hardened Concrete	2
17	Factors affecting strength of concrete	2
18	Curing of concrete	2
19	Design of concrete mix	6
20	Modulus of elasticity and poisons ratio	2
21	Volumetric changes, swelling, and shrinkage	2





No.	Topics	Hours
22	Creep of concrete	2
23	Durability of concrete, permeability of concrete, resistance of concrete to sulphate salts, effect of sea water, efflorescence, concreting in cold weather	4

Textbooks:

- Concrete Technology by A.M. Neville.
- Concrete Technology by M. Nouri. Khalaf & Hana Abed Yousif.

References:

- Properties of concrete by M.A. Orchard.

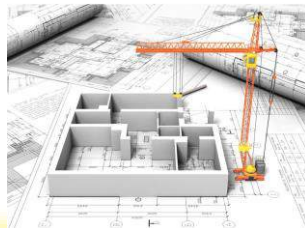
Laboratory plan:

- ☐ Internal continuous assessment (Maximum mark is 10).
 - 3% Laboratory practical and report.
 - 3% Tests.
 - 1.5% Regularity in the laboratory hall.
- ☐ End semester exam (Maximum mark is 5).
 - 3% Procedure, conducting experiments, results, tabulation, and inference.
 - 3% Viva voice.
 - 1.5% Fair record.

Theory plan:

- ☐ Internal continuous assessment (Maximum mark is 35).
 - 25% Test (Minimum 2).
 - 5% Assignments (Minimum 2) such as homework, problems solving, group discussion, quiz, seminar, term-project, software exercises... etc.
 - 5% Regularity in class.





Theory plan:

TU Examination pattern (Maximum mark is 50).

☐ Part A.

- Short answer questions (one/two sentences) 5×2 marks (10 marks). All questions are compulsory. There should be at least one question from each module and not more than two questions from any module.

☐ Part B.

- Analytical problem solving questions 4×5 marks (20 marks). There should be at least one question from each module and not more than two questions from any module.

☐ Part C.

- Descriptive analytical problem solving questions 2×10 marks (20 marks). Two questions from each module with choice to answer one question.

Concrete Technology Lectures
2nd Stage/Civil Eng. Department.
Dr. Ammar Saleem Khazaal





Table of Contents

15	الفصل الأول: السمنت البورتلاندي (Portland Cement)
15	المحاضرة الأولى: مقدمة عن السمنت (نظري، 2 ساعة)
1-1	1 نظرة تاريخية (Historical Background)
15
2-1 السمنت البورتلاندي:
15
17	المحاضرة الثانية: صناعة السمنت ومركباته (نظري، 2 ساعة)
1-3 صناعة السمنت البورتلاندي (Manufacturing of Portland Cement)
17
18	1-3-1 طرق صناعة السمنت (Methods of Manufacturing Cement)
19	1-1-3-1 الطريقة الرطبة (Wet Process)
22	2-1-3-1 الطريقة الجافة (Dry Process)
26	المحاضرة الثالثة: التركيب الكيميائي للسمنت البورتلاندي (نظري، 2 ساعة)
1-4 التركيب الكيميائي للسمنت البورتلاندي (Chemical Composition of Portland Cement)
26
27	5-1 ميزات ومساوئ مركبات (أكاسيد) السمنت (Advantages & Disadvantages of Cement Oxides)
30	6-1 فقدان أثناء الأيقاد (Loss on Ignition)
31	7-1 المخلفات غير الذائبة (Insoluble Residue)
32	المحاضرة الرابعة: أماهة السمنت (نظري، 2 ساعة)
32	8-1 أماهة السمنت (Hydration of Cement)
33	1-8-1 نتائج تفاعل مركبات السمنت مع الماء (هيدرات)
33	2-8-1 الهيدرات الرئيسية لعملية الأماهة:
34	3-8-1 تحديد تقدم عملية الأماهة للسمنت:
34	4-8-1 سليكات الكالسيوم المائية (Hydro Calcium Silicate)
40	9-1 التجمد غير الحقيقي (False Setting)
41	1-9-1 العوامل المؤثرة على التجمد والتصلب (Factors affect Setting & Hardening)
42	10-1 ثبات السمنت (Soundness of Cement)
43	11-1 نعومة السمنت (Fineness of Cement)
45	1-11-1 طرق قياس نعومة السمنت:





48	المحاضرة الخامسة: حجوم نواتج عملية الأماهة (نظري، 2 ساعة) (الجزء الأول)	48
48	12-1 هيكـل السمنت المتمياً (Structure of Hydrated Cement):	48
51	1-12-1 المسامات الشعرية (Capillary Pores):	51
52	2-12-1 مسامات الجل (Gel Pores):	52
52	3-12-1 الماء المتواجد في عجينة السمنت المتمياً:	52
65	المحاضرة الخامسة: حجوم نواتج عملية الأماهة (نظري، 2 ساعة) (الجزء الثاني)	65
65	13-1 حرارة الأماهة للسمنت (Heat of Cement Hydration):	65
68	14-1 تأثير مركبات السمنت على خواصه:	68
70	1-14-1 المركبات الثانوية (Secondary Compounds):	70
70	15-1 المقاومة الميكانيكية لجل السمنت (Mechanical Strength of Cement Gel):	70
74	المحاضرة السادسة: فحوصات السمنت (نظري، 2 ساعة)	74
1-15	Field Testing:	74
1-16	Laboratory Testing:	75
1-16-1	Fineness Test:	75
77	1-16-1-1 Sieve Test:	77
77	1-16-1-2 Air Permeability Method:	77
1-17	Standard Consistency Test:	80
1-18	Setting Time:	81
84	1-18-1 Initial Setting Time:	84
84	1-18-2 Final Setting Time:	84
1-19	Strength Test:	85
1-20	Soundness Test:	86
1-21	Heat of Hydration:	90
1-22	Chemical Composition Test:	92
93	الفصل الثاني: أنواع السمنت البورتلاندي (Types of Portland Cement):	93
93	المحاضرة السابعة: أنواع السمنت البورتلاندي (نظري، 2 ساعة) (الجزء الأول)	93
93	1-2 أنواع السمنت (Types of Cement):	93
98	2-2 هجوم الأملاح الكبريتية (Sulphate Attack):	98
99	المحاضرة الثامنة: أنواع السمنت البورتلاندي (نظري، 2 ساعة) (الجزء الثاني)	99





104	المحاضرة التاسعة: أنواع السمنت البورتلاندي (نظري، 2 ساعة) (الجزء الثالث والأخير).
104	3-2 أنواع خاصة من السمنت البورتلاندي (Special Types of Portland Cement):
109	4-2 مضافات الخرسانة (Concrete Admixtures):
112	الفصل الثالث: ركام الخرسانة (Concrete Aggregate).
112	المحاضرة العاشرة: الركام، تصنيف الركام، وخصائص الركام (نظري، 2 ساعة).
112	1-3 الركام (Aggregate):
113	2-3 التصنيف العام للركام (General Classification of Aggregate):
131	المحاضرة الحادية عشر: الرمل والحصى (نظري، 2 ساعة).
131	3-3 تضخم الرمل (Bulking of Sand):
131	1-3-1 تأثير التضخم (Effect of Bulking):
133	4-3 المواد الضارة في الركام (Deleterious Substances in Aggregate):
137	5-3 التدرج منقطع التسلسل (Gap Graded Aggregate):
138	6-3 المقاس الأقصى للركام (Maximum Aggregate Size):
140	المحاضرة الثانية عشر: التحليل المنخلي للركام (نظري، 2 ساعة).
140	7-3 التحليل المنخلي (Sieve Analysis):
147	8-3 معامل النعومة (Fineness Modulus):
147	9-3 منحنيات التدرج ومتطلباتها (Grading Curves & its Requirements):
150	1-9-3 التدرج العملي (Practical Grading):
154	2-9-3 تدرج الركام الناعم والخشن (Grading of Fine & Coarse Aggregate):
160	المحاضرة الثالثة عشر: فحوصات الركام (نظري، 2 ساعة).
160	3-10 (Testing of Aggregates):
160	3-10-1 Test for Determination of Flakiness Index:
162	3-10-2 Test for Determination of Elongation Index:
163	3-10-3 Test for Determination of clay, fine silt, and fine dust:
166	3-10-4 Test for Determination of organic impurities:
167	3-10-5 Test for Determination of Specific Gravity:
168	3-10-6 Test for Determination of bulk density and voids:
169	3-10-7 Test for Determination aggregate crushing value:
171	3-10-8 Test for Determination of 10% fines value:





3-10-9 Test for Determination of aggregate impact value:.....	172
3-10-10 Test for Determination of aggregate abrasion value:	174
Fresh Concrete.(الفصل الرابع: الخرسانة الطرية)	178
المحاضرة الرابعة عشر : الخرسانة الطرية وقوام الخرسانة (نظري، 2 ساعة).	178
Fresh Concrete:1-4 الخرسانة الطرية (.....)	178
1-1-4 مكونات الخرسانة (Concrete Composition):.....	179
Consistency of Concrete:2-4 قوام الخرسانة (.....)	181
1-2-4 تعيين قوام الخرسانة (Determination Consistency of Concrete):.....	181
المحاضرة الخامسة عشر : قابلية تشغيل الخرسانة وطرق فحصها (نظري، 2 ساعة).	187
Workability of Fresh Concrete & Methods of Testing:(.....)	187
1-3-4 العوامل المؤثرة على قابلية التشغيل:.....	191
المحاضرة السادسة عشر : الانعزال والنضج (نظري، 2 ساعة).	199
4-4Segregation:(.....) الانعزال	199
5-4Bleeding:(.....) النضج	202
1-5-4 العوامل المؤثرة على النضج:.....	203
Mixing of Concrete:6-4 خلط الخرسانة (.....)	204
1-6-4 زمن الخلط (Mixing Time):.....	206
المحاضرة السابعة عشر: رص الخرسانة (نظري، 2 ساعة).	210
7-4Compaction of Concrete:(.....) رص الخرسانة	210
8-4 إعادة رج الخرسانة:.....	213
9-4 صناعة الخرسانة في الأجواء الحارة:.....	214
10-4 الخرسانة الجاهزة الخلط:.....	227
1-10-4 مشاكل أنتاج الخرسانة الجاهزة الخلط.	228
11-4 الخرسانة المنقولة بالضخ:.....	229
المحاضرة الرابعة عشر : فحوصات الخرسانة الطرية (نظري، 2 ساعة).	231
4-12 Fresh Concrete Testing:.....	231
4-12-1 Measurement of Workability:.....	231
4-12-2 Slump test:.....	231
4-12-3 K-Slump Tester:.....	237





4-12-4 Compacting factor test:	240
4-12-5 Flow test:	243
4-12-6 Kelly ball test:	247
4-12-7 Vee Bee consistometer test:	248
4-12-8 Setting Time of Concrete:	250
Hardened Concrete.(الفصل الخامس : الخرسانة المتصلبة)	253
المحاضرة التاسعة عشر : مقاومة الخرسانة (نظري، 2 ساعة).	253
Strength of Concrete:(1-5 مقاومة الخرسانة)	253
1-1-5 طبيعة مقاومة الخرسانة:	254
1-1-1-5 مقاومة الانضغاط (Compressive Strength):	255
2-1-1-5 مقاومة الشد (Tensile Strength):	259
3-1-1-5 مقاومة الانثناء (Flexural Strength):	261
4-1-1-5 مقاومة القص (Shear Strength):	266
5-1-1-5 مقاومة الكلال (Fatigue Strength):	267
المحاضرة العشرون : العوامل المؤثرة على مقاومة الخرسانة (نظري، 2 ساعة).	268
2-5 العوامل المؤثرة على مقاومة الخرسانة:	268
1-2-5 العوامل المؤثرة على نتائج فحوصات المقاومة.	280
المحاضرة الحادية والعشرون : معالجة الخرسانة (نظري، 2 ساعة).	282
3-5 معالجة الخرسانة:	282
1-3-5 طرق معالجة الخرسانة:	288
المحاضرة الثانية والعشرون : فحوصات الخرسانة المتصلبة (نظري، 2 ساعة).	292
5-4 Testing of Hardened Concrete:	292
5-4-1 Compression Test:	293
5-4-1-1 Comparison between Cube & Cylinder Strength:	307
5-4-2 Flexural Strength of Concrete:	308
5-4-3 Determination of Tensile Strength:	309
5-4-3-1 Indirect Tension Test methods:	315
5-4-4 Ring Tension Test:	319
5-4-5 Double Punch Test:	320





5-5 Factors Influencing the Strength Results:	321
5-6 Test Cores:	324
5-7 Non-Destructive Testing Method:	327
5-7-1 Schmidt's Rebound Hammer:	330
334	5-7-1-1 Rebound Number and Strength of Concrete:
5-7-2 Penetration Techniques:	335
5-7-3 Pullout Test:	337
5-8 Dynamic or Vibration Methods:	339
5-8-1 Resonant Frequency Method:	341
5-8-2 Pulse Velocity method:	342
344	5-8-2-1 Techinques of Measuring Pulse Velocity through Concrete:
345	5-8-2-2 Factors Affecting the Measurement of Pulse Velocity:
348	5-8-2-3 Accuracy of Measurement:
349	5-8-2-4 Applications:
354	5-8-2-5 Relationship between Pulse Velocity and Static Youngs Modulus of Elasticity:
5-9 Combined Methods:	355
5-10 Radioactive Methods:	357
357	5-10-1 Nuclear Methods:
358	5-10-2 Magnetic Methods:
358	5-10-3 Electrical Methods:
5-11 Tests on Composition of Hardened Concrete:	359
5-11-1 Physical Method:	362
5-11-2 Accelerated Curing Test:	363
Elasticity, Shrinkage, and Creep.(.....)	366
المحاضرة الثالثة والعشرون : معامل المرونة ونسبة بواسون المرونة (نظري، 2 ساعة).	366
1-6 المرونة، الانكماش، والزحف:	366
Modulus of Elasticity:(.....)	366
3-6 قياس معامل المرونة:	368
4-6 العوامل المؤثرة على معامل المرونة:	370





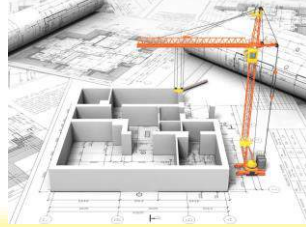
Dynamic Modulus of Elasticity: (5-6) معامل المرونة الحركي)	375
Poisson's Ratio: (6-6) نسبة بواسون)	376
المحاضرة الرابعة والعشرون : التغيرات الحجمية، الانتفاخ، والانكماش (نظري، 2 ساعة).	377
Early Volume Changes. (7-6) التغيرات الحجمية المبكرة)	377
1-7-6 الانكماش الذاتي (Autogenous Shrinkage):	379
2-7-6 الانتفاخ (Swelling):	379
3-7-6 أنكمش الجفاف (Drying Shrinkage):	379
1-3-7-6 العوامل المؤثرة على أنكمش الجفاف:	381
4-7-6 الأنكمش المتباين (Differentiated Shrinkage):	387
5-7-6 أنكمش الكربنة (Carbonation Shrinkage):	387
المحاضرة الخامسة والعشرون : الزحف (نظري، 2 ساعة).	389
Creep of Concrete: (8-6) الزحف في الخرسانة)	389
1-8-6 العوامل المؤثرة على الزحف:	391
2-8-6 تأثيرات الزحف (Effects of Creep):	396
المحاضرة السادسة والعشرون : ديمومة الخرسانة (نظري، 2 ساعة) (الجزء الأول).	398
Durability of Concrete: (9-6) ديمومة الخرسانة)	398
Permeability of Concrete: (10-6) نفاذية الخرسانة)	399
1-10-6 العوامل المؤثرة على نفاذية الخرسانة:	400
11-6 الأملاح الكبريتية وتأثيراتها على الخرسانة:	406
المحاضرة السابعة والعشرون : ديمومة الخرسانة (نظري، 2 ساعة) (الجزء الثاني).	409
12-6 فحص مقاومة الخرسانة لتأثير الكبريتات:	409
Sea Water Attack: (13-6) تأثير ماء البحر)	410
Efflorescence: (14-6) التزهير)	412
15-6 أنتاج الخرسانة في الجو البارد:	413
Chapter Eight: (Design & Proportioning Normal Concrete Mixtures)	415
Lecture # 28: ACI Method (3 Hrs.) (Part I).	415
8-1 General:	415
8-2 Statistical Quality Control of Concrete:	416
8-3 Relationship between Average Design Strength & Specified Minimum Strength:	425





8-4 American Concrete Institute Method of Mix Design:	428
8-4-1 Selecting Mix Characteristics:	430
8-4-2 Water Cementing-Materials Ratio & Strength Relationship:	431
8-4-3 Strength:	432
8-4-4 Water Cementitious Material Ratio.	435
8-4-5 Aggregates:	438
8-4-6 Air Content:	442
8-4-7 Slump:	445
8-4-8 Water Content:	448
8-4-9 Cementing Materials Content and Type:	451
8-4-10 Admixtures:	455
8-4-11 Proportioning:	456
458	8-4-11-1 Proportioning from Field Data:
8-4-12 Measurements & Calculations:	464
465	8-4-12-1 Density (Unit Weight) and Yield.
465	8-4-12-2 Absolute Volume.
Lecture # 29: ACI Method (3 Hrs.) (Part II)	468
8-5 Example (1) of Mixture Proportioning:	468
8-6 Example 2. Laboratory Trial Mixture Using the PCA Water-Cement Ratio Method	481
8-7 Example 3. Absolute Volume Method Using Multiple Cementing Materials and Admixtures. ...	490
8-8 Concrete for small jobs.	501
8-9 Design Review	503
Lecture # 30: Road Note # 4 Method (3 Hrs.)	505
8-10 Road Note # 4 Method.	505
8-11 DOE Method of Concrete Mix Design:	507
517	8-11-1 Example – DOE Method:
8-12 Sampling and Acceptance Criteria:	520
8-12-1 Acceptance Criteria:	523





الفصل الأول: السمنت البورتلاندي (Portland Cement).

المحاضرة الأولى: مقدمة عن السمنت (نظري، 2 ساعة)

1-1 نظرة تاريخية (Historical Background):

أن معرفة المواد السمنتية وكيفية استعمالها بدأ منذ تطور الخليقة، فقد ارتبط ذلك بنشوء الحضارات القديمة وأزدهارها، حيث كانت تستخدم كمادة لاصقة لتثبيت الأحجار والطابوق لأغراض البناء والتشييد. من أهم الباحثين في هذا المجال المهندس الإنجليزي جون سميثون (John Smeaton)، حيث توصل إلى استخدام أفضل مونة عند خلط البوزولانا مع الحجر الجيري. أما السمنت البورتلاندي (Portland Cement)، فقد اكتشف من قبل البناء الإنجليزي (Joseph Aspdin)، وسمي بهذا الاسم بسبب تشابه لون السمنت البورتلاندي المتجمد مع لون صخور جزيرة بورتلاند في إنجلترا.

2-1 السمنت البورتلاندي:

السمنت مادة أنشائية تمتلك خواص تماسكية وتلاصقية (Cohesive & Adhesive) بوجود الماء، حيث يتفاعل معه كيميائياً مكوناً كتلة قادرة على ربط العناصر المعدنية مع بعضها البعض، أو ربط المواد غير القابلة للتماسك وتحوله إلى كتلة متراصة قادرة على نقل وتحمل أثقال مختلفة.





يكون السمنت على نوعين:

1. السمنت الطبيعي (Natural Cement).

2. السمنت الصناعي (Manufactured Cement).

أن السمنت المستخدم في إنتاج الخرسانة له خاصية التجمد (Setting) والتصلب (Hardening)، نتيجة التفاعلات الكيميائية وبوجود الماء، لذلك يعرف بالسمنت الهيدروليكي (Hydraulic Cement).





الفصل الأول: السمنت البورتلاندي.

المحاضرة الثانية: صناعة السمنت ومركباته (نظري، 2 ساعة)

3-1 صناعة السمنت البورتلاندي (Manufacturing of Portland Cement):

أن المواد الأولية المستخدمة في صناعة السمنت البورتلاندي، يجب أن تحتوي على كميات مناسبة من المركبات الحاوية على الجير (الكلس)، السليكا، الألومينا، الحديد، ويتم ذلك بخلط مواد كلسية (Calcareous Materials) مثل الحجر الجيري (Lime Stone)، والحجر الجيري الطباشيري (Chalk Lime Stone)، مع مواد طينية (Clayey Materials) مثل الأحجار الطينية الرخوة (Shale)، أو الطين (Clay)، والتي تعد مصدر رئيسي للألومينا والسليكا.

ملاحظات عامة:

1. في بعض الأحيان يحصل زيادة أو نقص في واحد أو أكثر من المركبات الرئيسية، وفي مثل هذه الحالة يجب استعمال مواد إضافية ذات تركيب مناسب لتعديل الخليط الخام (Raw Mix)، بحيث يكون حاوياً على نسب محددة من المركبات اللازمة لصناعة السمنت.





2. أن وجود الحديد في المواد الأولية ضروري لإنتاج السمنت من ناحية تركيبه الكيميائي أو خواصه، لذلك يجب إضافته إلى الخليط الخام إذا كانت نسبته في المواد الأولية المستعملة قليلة جداً.
3. تسلك السليكا كمادة مساعدة على الأنصهار وذلك يسهل تكوين سليكات الكالسيوم بدرجات حرارة أقل من تلك اللازمة خلافًا لذلك.
4. من المركبات الأخرى الموجودة في المواد الطينية المستعملة كمواد أولية، هي المغنيسيا والقلويات والفوسفات، وهذه المواد لها تأثير ضار إذا وجدت بكميات كبيرة في السمنت المنتج، لذلك يجب استعمال الإضافات أو إجراء بعض العمليات الخاصة، التي تؤدي إلى تقليل نسبة هذه المركبات إلى الحدود المسموحة والتي لا تشكل خطورة على الخرسانة.

1-3-1 طرق صناعة السمنت (Methods of Manufacturing Cement):

هنالك طريقتين رئيسيتين لصناعة السمنت البورتلاندي:

1. الطريقة الرطبة (Dry Process).

2. الطريقة الجافة (Wet Process).





في الطريقة الرطبة يتم طحن ومزج المواد الأولية بوجود الماء، أما في الطريقة الجافة يتم طحن ومزج المواد الأولية بجالتها الجافة. أن اختيار أي طريقة من هذه الطرق يعتمد على:

1. طبيعة المواد الأولية المستعملة، حيث تستعمل الطريقة الرطبة عندما تكون نسبة الرطوبة في الخامات عالية، وعندما تكون المواد الخام صلبة لدرجة أنها لا تتفتت بالماء تستعمل الطريقة الجافة.

2. تستعمل الطريقة الجافة في البلدان الباردة وذلك خوفاً من تجمد الماء في الخليط، وكذلك عند شحّة الماء اللازم لعملية الخلط.

1-1-3-1 الطريقة الرطبة (Wet Process):

تتم عملية صناعة السمنت في هذه الطريقة عن طريق طحن وخلط المواد الأولية بوجود الماء، فعند استعمال الحجر الجيري الطباشيري كمادة كلسية أولية يتم تكسيه إلى قطع صغيرة بواسطة كسارات خاصة، ومن ثم يخلط مع الماء في طاحونة غسل (Wash Mill)، وعند استعمال الطين كمادة طينية أولية يهشم ويمزج مع الماء داخل طاحونة مشابهة للطاحونة الأولى، وبعد ذلك يضخ مطحون المواد الأولية ليمتزج بنسب محددة ويمرر الخليط خلال سلسلة من المشبكات لغرض ترشيحه، ويخزن الناتج النهائي والذي يكون بشكل ملاط دقيق القوام في خزانات خاصة تسمى خزانات الملاط (Slurry Tanks).

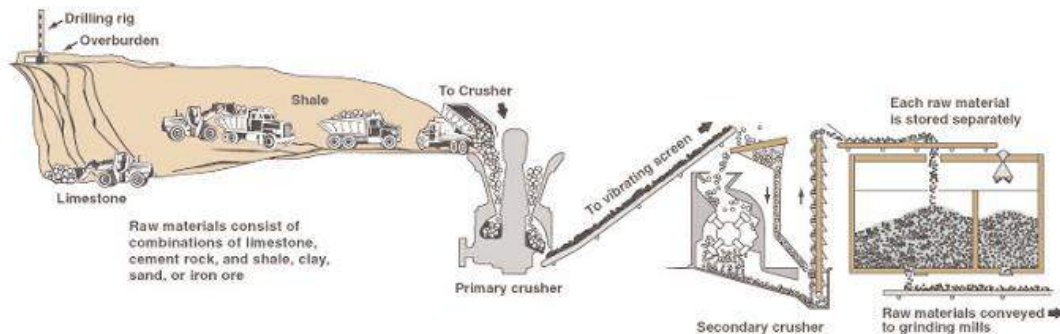
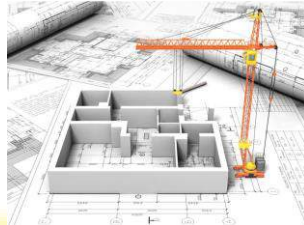




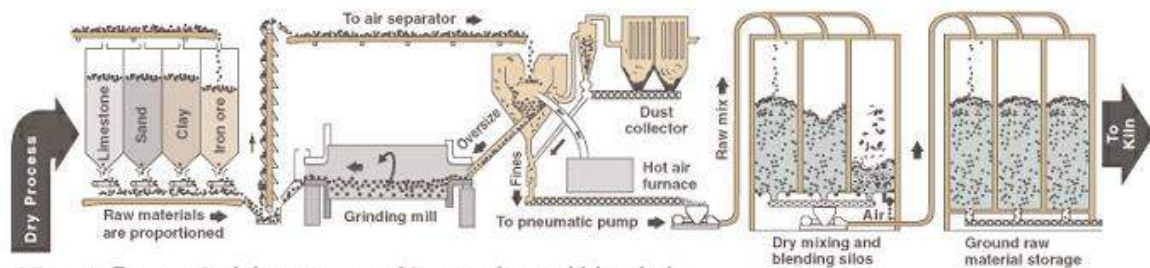
يمر الملاط في الأفران الدوارة (Rotary Tanks) التي هي عبارة عن أسطوانة معدنية كبيرة قطرها حوالي 5 م وطولها حوالي 150 م، مبطنة من الداخل بطابوق ناري وتدور ببطء حول محورها الذي يميل قليلاً عن الأفق، وتتراوح درجات الحرارة فيها بين (1400-1500) م°، حيث يتكثف فيها الملاط ويصبح بشكل كرات تسمى بالكليكر (Clinker)، يمرر الكليكر في مبردات خاصة تسمى مبردات الكليكر (Clinker Coolers)، ثم يطحن مع الجبس طحناً ناعماً وذلك لمنع حدوث التجمد الفجائي للسمنت عند إضافة الماء إليه، وتتم عملية الطحن في داخل طاحونة تسمى بطاحونة الكرة (Ball Mill)، والتي تتكون من عدة غرف تحوي كرات فولاذية.

وبعد أخراج السمنت من الطاحونة يمرر على فاصلة مع تيار هوائي حيث تتحرك الدقائق نحو خزان السمنت، عندئذ يعبأ في أكياس زنة 50 كغم، أو ينقل بواسطة سيارات حوضية خاصة. أما الدقائق الخشنة فتعاد إلى الطاحونة مرة ثانية ليتم طحنها من جديد. يتراوح قطر كرات الكليكر ما بين 25-3 ملم. الملاط: عبارة عن عجينة رخوة القوام محتوية الماء فيها يتراوح ما بين 35-50%. الشكل (1-1) يبين الخطوات التفصيلية لعملية صناعة السمنت بالطريقة الرطبة.

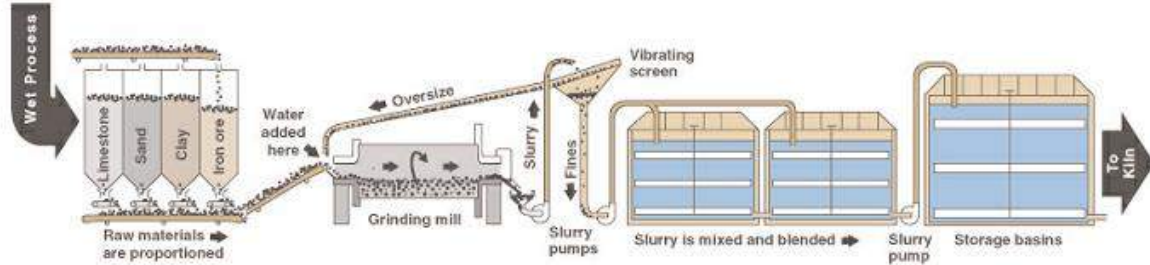




1. Stone is first reduced to 125 mm (5 in.) size, then to 20 mm ($\frac{3}{4}$ in.), and stored.

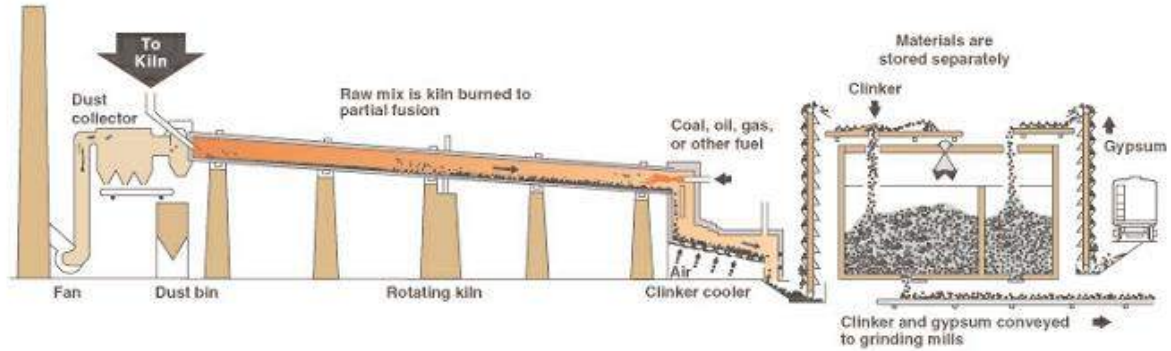


OR 2. Raw materials are ground to powder and blended.

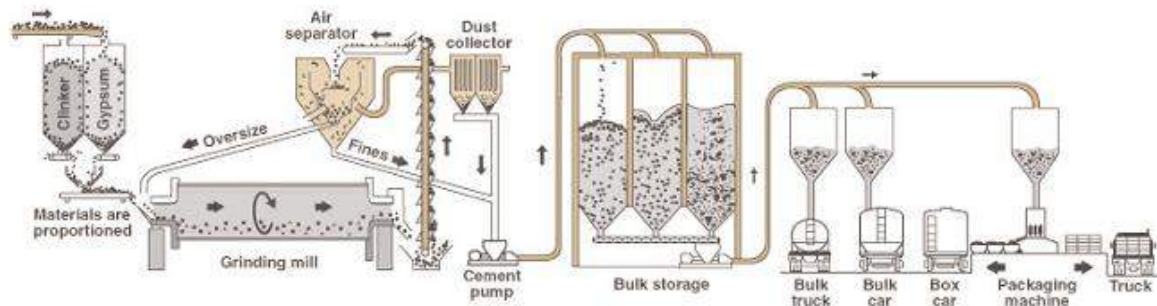


2. Raw materials are ground, mixed with water to form slurry, and blended.





3. Burning changes raw mix chemically into cement clinker.



4. Clinker with gypsum is ground into portland cement and shipped.

شكل (1-1) مخطط تفصيلي لعملية صناعة السمنت بالطريقة الرطبة.

2-1-3-1 الطريقة الجافة (Dry Process):

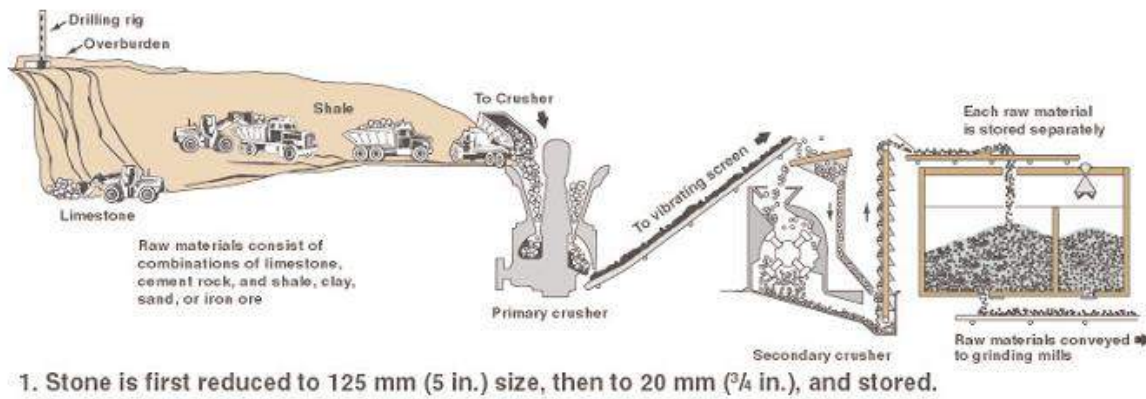
في هذه الطريقة تسحق المواد الكلسية والطينية، وتوضع بنسب معينة داخل طاحونة حيث تجفف وتحول إلى مسحوق ناعم يسمى دقيق الخام، يسخن هذا الدقيق الجاف إلى داخل خزان الخلط

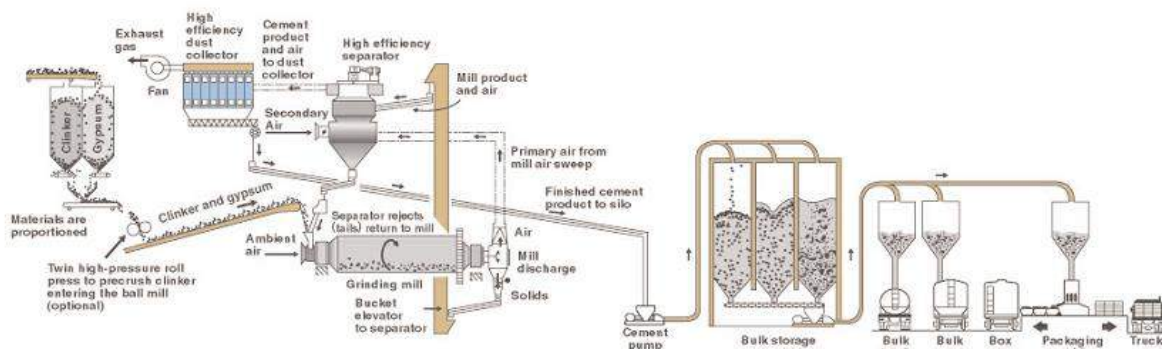
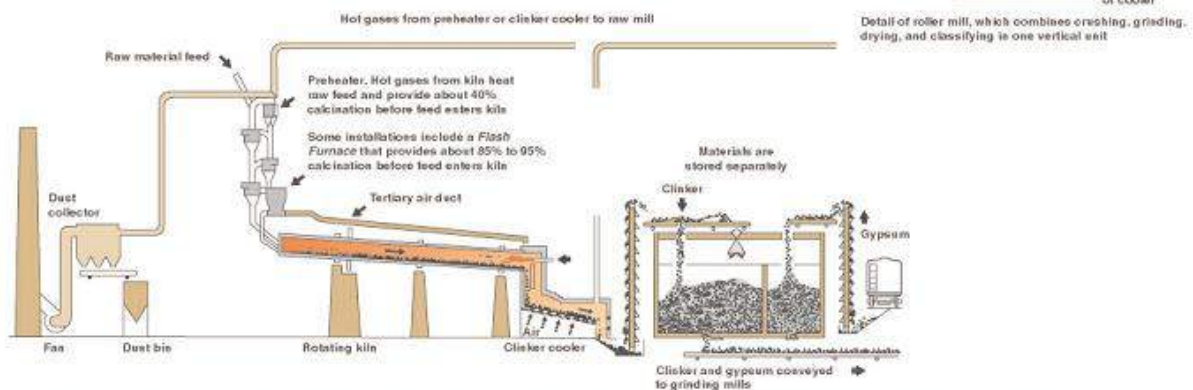
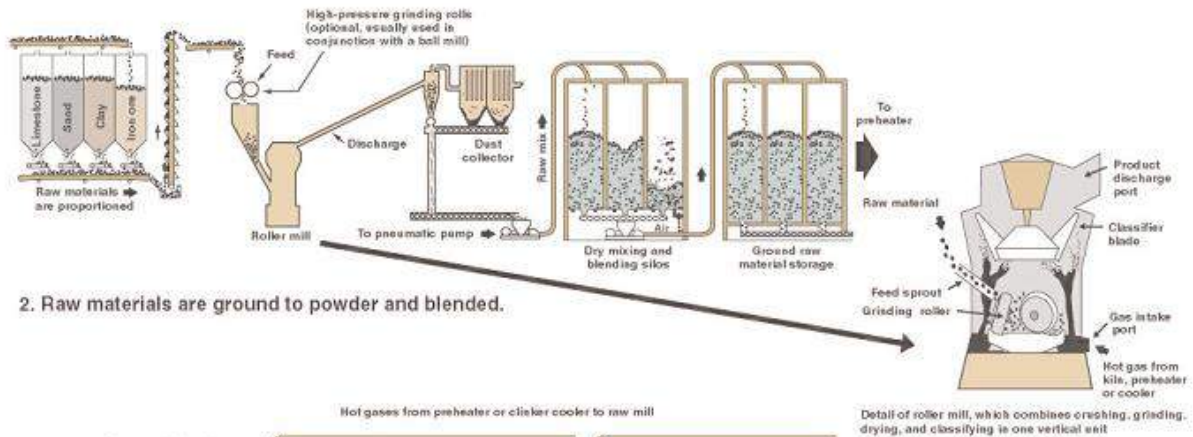
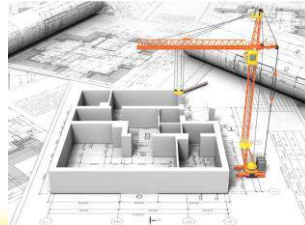




(Blending Silo)، حيث يتم فيه التصحيح النهائي لنسب المواد الأولية اللازمة لصناعة السمنت،
يخلط دقيق الخام بواسطة هواء مضغوط للحصول على خليط متجانس.

بعد ذلك ينخل دقيق الخام ويوضع على صحن دوار (Rotary Dish) ويضاف إليه الماء بنسبة
12% من وزنه فتتكون كرات صلبة قطرها حوالي 15 سم، تحمص هذه الكرات في داخل شبكة
قضبان حديدية مسخنة مسبقاً بالغازات الساخنة من الفرن، ثم تدخل هذه الكرات الصلبة في الفرن
الدوار، والعمليات التالية تكون ماثلة للطريقة الرطبة في صناعة السمنت. الشكل (2-1) يبين
الخطوات التفصيلية لعملية صناعة السمنت بالطريقة الجافة.





شكل (2-1) مخطط تفصيلي لعملية صناعة السمنت بالطريقة الجافة.





جدول (1-1) مقارنة بين الطريقة الرطبة والجافة لصناعة السمنت.

الطريقة الرطبة	الطريقة الجافة
حجم الفرن أكبر لأن محتوى الماء يتراوح بين 35-50% في ملاط السمنت الدقيق القوام	حجم الفرن المستخدم أصغر لأن محتوى الماء 12% من وزن دقيق الخام
كمية الوقود اللازمة لأزالة الرطوبة من ملاط السمنت أكبر من الطريقة الجافة.	كمية الوقود اللازمة لأزالة الرطوبة من الأجسام الصلبة الكروية أقل.
أقل اقتصادية.	أكثر اقتصادية وبالأخص عندما تكون المواد الأولية جافة.
يمكن الحصول على مواد متجانسة.	يصعب السيطرة على طريقة خلط المواد الأولية والحصول على مواد متجانسة.
تحتاج المكائن والمعدات الى أدامة وصيانة أقل.	تحتاج المكائن والمعدات الى أدامة وصيانة كبيرة.





الفصل الأول: السمنت البورتلاندي.

المحاضرة الثالثة: التركيب الكيميائي للسمنت البورتلاندي (نظري، 2 ساعة).

4-1 التركيب الكيميائي للسمنت البورتلاندي (Chemical)

:(Composition of Portland Cement

أن المواد الأولية المستعملة في صناعة السمنت البورتلاندي تتكون بصورة رئيسية من الجير والسليكا والألومينا وأوكسيد الحديد. وهذه المركبات تتفاعل مع بعضها البعض في داخل الفرن لتكون مواد ومركبات أكثر تعقيداً، وكمية قليلة من جير غير متحد بسبب عدم توفر الوقت الكافي لاتحاده مع باقي المركبات، وتستمر هذه التفاعلات الكيميائية في داخل الفرن إلى أن يتم الوصول إلى حالة التوازن الكيميائي، ونتيجة لذلك فإن ناتج الحرق للكلنكر يحتوي على أربعة (4) مركبات رئيسية كما مبين في الجدول (2-1) أدناه:

جدول (2-1) التركيب الكيميائي لكلنكر السمنت.

ت	اسم المركب	الرمز الكيميائي المختصر	التركيب الكيميائي
1.	سليكات ثنائي الكالسيوم	C_2S	$2 CaO.SiO_2$
2.	سليكات ثلاثي الكالسيوم	C_3S	$3 CaO.SiO_2$





ت	أسم المركب	الرمز الكيماوي المختصر	التركيب الكيماوي
3.	ألومينات ثلاثي الكالسيوم	C_3A	$3 CaO \cdot Al_2O_3$
4.	ألومينات حديد رباعي الكالسيوم	C_4AF	$4 CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3$

وهذه الرموز تم التوصل إليها عن طريق رموز الأكاسيد والمستعملة من قبل كيماوي السمنت وكما في الجدول (3-1) أدناه:

جدول (3-1) رموز الأكاسيد.

الأكاسيد	الرمز الكيماوي	الرمز المختصر
أكسيد الألمنيوم	Al_2O_3	A
أكسيد الكالسيوم	CaO	C
أكسيد الحديد	Fe_2O_3	F
أكسيد السليكون	SiO_2	S

5-1 مميزات ومساوئ مركبات (أكاسيد) السمنت (Advantages & Disadvantages of Cement Oxides):

1. ثنائي سليكات الكالسيوم (Di-Calcium Silicate, C_2S):

يتميز هذا المركب بأن سرعة تفاعله بطيئة ويعطي حرارة قليلة أثناء التفاعل، وتحمله الابتدائي لمقاومة الأنضغاط ضعيف، ألا أن تحمله النهائي جيد.





2. سليكات ثلاثي الكالسيوم (Tri-Calcium Silicate, C_3S):

يتميز هذا المركب بأن سرعة تفاعله معتدلة، ويحرر كمية لا بأس بها من الحرارة أثناء التفاعل، ويكون تحمله الابتدائي والنهائي جيد، ويكون هذا المركب مع المركب C_2S حوالي 70-80% من السمنت البورتلاندي.

3. ألومينات ثلاثي الكالسيوم (Tri-Calcium Aluminate, C_3A):

يتميز هذا المركب بتفاعله السريع وبتحرير كمية كبيرة من الحرارة أثناء التفاعل، ويكون التحمل الابتدائي له جيد إلا أن التحمل النهائي ضعيف، ويعد هذا المركب قلق، وذلك لتفاعله الكبير مع الأملاح مما يؤدي إلى أضعاف السمنت.

4. ألومينات حديد رباعي الكالسيوم (Tetra-Calcium Aluminate Ferrite, C_4AF):

يمثل مجموعة أكاسيد مقاربة في خواصها للأكاسيد السابقة، ويتفاعل مع الماء بسرعة أقل من C_3A . ويكون مركبات مائية أكثر استقراراً من مركبات C_3A وأقل استقراراً من مركبات سليكات الكالسيوم المائية، وتكون حرارة الأماهة أعلى من تلك التي يولدها C_2S وأقل من بقية المركبات، ويوجد بنسبة 5-10% من وزن السمنت، ويكون تأثيره قليلاً عليه.
بالإضافة إلى المركبات الأربعة الرئيسية، هناك مركبات أخرى نسبتها المتوية قليلة جداً وهي:

1. أكسيد المغنيسيوم (MgO).

2. أكسيد البوتاسيوم (K_2O).

3. أكسيد الصوديوم (Na_2O).

4. أكسيد المنغنيز (Mn_2O_3).





5. أوكسيد التيتانيوم (TiO_2).

6. ثالث أوكسيد الكبريت (SO_3).

7. الفسفور (P_2O_5).

يعد أوكسيدي الصوديوم والبوتاسيوم من المركبات المهمة، حيث تسمى بالقلويات بإمكانها التفاعل مع بعض أجزاء السليكا الفعالة في الركام ضمن الخرسانة المتصلبة، ونواتج التفاعل تكون مصحوبة بزيادة في الحجم، فتسبب تشقق وتلف الخرسانة، إضافة إلى ذلك فأنها تؤثر على الوقت اللازم لتجمد السمنت.

أما النسبة المئوية للمركبات الرئيسية فبالإمكان احتسابها من النسبة المئوية للأوكسيد المستحصلة من التحليل الكيماوي بواسطة معادلات (Bogue)، على فرض أن أن التفاعلات الكيماوية التي تؤدي إلى تكوين المركبات الرئيسية وصلت إلى حالة التوازن الكيماوي، وأن نواتج هذا التوازن متبلورة كلياً.

$$\text{C}_3\text{S} = 4.07 (\text{CaO}) - 7.60 (\text{SiO}_2) - 6.72 (\text{Al}_2\text{O}_3) - 1.43 (\text{Fe}_2\text{O}_3) - 2.85 (\text{SO}_3).$$

$$\text{C}_2\text{S} = 2.87 (\text{SiO}_2) - 0.754 (\text{C}_3\text{S}).$$

$$\text{C}_3\text{A} = 2.65 (\text{Al}_2\text{O}_3) - 1.69 (\text{Fe}_2\text{O}_3).$$

$$\text{C}_4\text{AF} = 3.04 (\text{Fe}_2\text{O}_3).$$





أن حالة التوازن الكيميائي لا تستمر أثناء تبريد الكلنكر، وأن سرعة تبريد الكلنكر تؤثر على درجة تبلوره وعلى كمية المواد الغير متبلورة الموجودة فيه والتي تسمى بالزجاج، حيث أن خواص هذه المادة الغير متبلورة تختلف عن خواص المركبات المتبلورة التي لها نفس التركيب الكيميائي.

الجدول (4-1) أدناه يعطي فكرة عامة عن تركيب السمنت، ويوضح حدود الأكاسيد الداخلة في تكوينه.

جدول (4-1) النسب التقريبية لأكاسيد السمنت.

Oxide	Content (%)
CaO	60-67
SiO ₂	17-25
Al ₂ O ₃	3-8
Fe ₂ O ₃	0.5-6
MgO	0.1-4
Alkalis (Na ₂ O ₃ +K ₂ O)	0.2-1.3
SO ₃	1-3

6-1 الفقدان أثناء الأيقاد (Loss on Ignition):

هو الفقدان في وزن النموذج بعد التسخين الى درجة الحرارة الحمراء (Red Heat) 1000 م°، ويعبر عن مقدار الكربنة (Carbonation)، وعن عملية الأماهة (Hydration Process) التي تحدث للجير الحر (Free Lime) والمغنيسيا الحرة الموجودين في السمنت نتيجة خزن السمنت





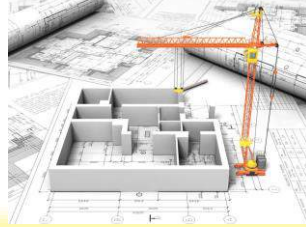
لفترة طويلة (Prolonged Story)، أو نتيجة تعرضه للظروف الجوية، كما وأن جزءاً صغيراً من
الفقدان أثناء الأيقاد ناتج عن فقدان الماء الداخل في تركيب الجبس وتحدد المواصفات القياسية
البريطانية نسبة الفقدان أثناء الأيقاد من 3% في المناخ المعتدل، الى 4% في المناخ الأستوائي، أما
المواصفات القياسية العراقية فتحدد نسبة الفقدان للسمنت البوتلاندي الأعتيادي والسريع التصلب
بـ 4% كحد أقصى.

7-1 المخلفات غير الذائبة (Insoluble Residue):

هي ذلك الجزء من نموذج السمنت الغير قابل للذوبان في حامض الهيدروكلوريك، وتنشأ
بصورة رئيسية من السليكا غير المتفاعلة لتكوين مركبات السمنت الذائبة في هذا الحامض، لذا فإن
المخلفات غير الذائبة تعبر عن مدى اكتمال التفاعلات الكيماوية في داخل الفرن،، والمواصفات القياسية
العراقية تحدد نسبة المخلفات غير الذائبة بـ 1.5% من وزن السمنت كحد أقصى.

Concrete Technology Lectures
2nd Stage/Civil Eng. Department.
Dr. Ammar Saleem Khazaal





الفصل الأول: السمنت البورتلاندي.

المحاضرة الرابعة: أمأةة السمنت (نظري، 2 ساعة).

8-1 أمأةة السمنت (Hydration of Cement):

عملية تفاعل السمنت مع الماء تؤدي الى سلسلة من التفاعلات الكيميائية، والتي تؤدي بالنهاية الى تكوين المادة الرابطة (Bonding Material).



وهذا يعني أنه بوجود الماء تكون السليكات والألومينات مركبات جديدة وهذا ما يطلق عليه بعملية الأمأةة (Hydration Process). وبمرور الوقت تتحول نواتج عملية الأمأةة الى كتلة متينة وصلبة تعرف بعجينة السمنت المتصلبة، أن تفاعل مركبات السمنت مع الماء يكون على نوعين:

1. التفاعل الحقيقي لعملية الأمأةة، وهو الأضافة المباشرة لجزيئات الماء الى السمنت.

2. التحلل بالماء ويمكن توضيح طبيعته بتفسير معادلة أمأةة C_3S



أن عملية تفاعل (C_3S) مع الماء لا تتوقف عندما يصبح المحلول مشبعاً بهيدروكسيد الكالسيوم، ولكنها تستمر والكميات الناتجة من الجير تترسب بشكل بلورات $Ca(OH)_2$. سليكات الكالسيوم المائية تبقى مستقرة عندما تكون بتماس مع المحلول المشبع بالجير، و تعاني تحللاً عند وضعها بالماء ويتكون نتيجة لذلك بعض الجير وتستمر الى أن يتم تشبع الماء بالجير. أن استمرار سليكات الكالسيوم المائية بالأمأةة، يترك المركب المتصلب كسليكا ممتئة فقط نتيجة تحلل كل الجير.





أن سرعة التفاعلات الكيميائية للمركبات الرئيسية تختلف من مركب لآخر، وحسب ما موضح في أدناه:

1. الألومينات (Aluminate) تبدأ بالتفاعل أولاً مع الماء، وتؤثر على مسلك التفاعلات الكيميائية في الأوقات المبكرة من عملية الأماهة.
2. السليكات (Silicate) تؤثر على التفاعلات في المرحلة التالية.

1-8-1 نتائج تفاعل مركبات السمنت مع الماء (هايدرات):

ناتج عملية الأماهة للسمنت مشابهة كيميائياً لناتج عملية الأماهة لكل مركب على أفراد تحت ظروف مماثلة، مع العلم أن ناتج التفاعل قد يؤثر بعضها على البعض الآخر.

2-8-1 الهايدرات الرئيسية لعملية الأماهة:

أن الهايدرات الرئيسية لعملية الأماهة هي:

1. سليكات الكالسيوم المائية.
2. ألومينات ثلاثي الكالسيوم المائية.
3. (C_4AF) تتما إلى ألومينات ثلاثي الكالسيوم المائية، و كالسيوم فيرايت $(CaO.Fe_2O_3)$ بشكل غير متبلور.

سليكات الكالسيوم $(C_2S \& C_3S)$ هي المركبات السمنتية الرئيسية، وأن السلوك الفيزيائي للسمنت أثناء عملية الأماهة يماثل سلوك هذين المركبين، وتعزى المقاومة النهائية لهيكل عجينة السمنت المتصلبة بصورة رئيسية إلى سليكات الكالسيوم الممتئة (Hydrated Calcium Silicate)، وبما أن مركبات سليكات الكالسيوم تكون حوالي 75% من وزن السمنت البورتلاندي الاعتيادي، فمن





المتوقع أن تشكل هذه المركبات و / أو هياكلها الجزء الأعظم من عجينة السمنت في أي مرحلة من مراحل عملية الأماهة.

1-8-3 تحديد تقدم عملية الأماهة للسمنت:

يمكن تحديد تقدم عملية الأماهة من قياس

1. كمية Ca(OH)_2 الناتج من أماهة السليكات.
2. الحرارة المتولدة أثناء عملية الأماهة.
3. الوزن النوعي لعجينة السمنت الممتيئة.
4. كمية الماء المتحد كيميائياً مع السمنت.
5. كمية السمنت غير الممتيئة بواسطة التحليل الكمي بالأشعة السينية.
6. مقاومة عجينة السمنت الممتيئة.

1-8-4 سليكات الكالسيوم المائية (Hydro Calcium Silicate):

1. المركب ثلاثي سليكات الكالسيوم (C_3S):

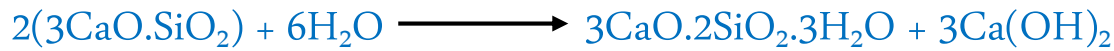
أن عملية مزج الـ (C_3S) مع الماء تؤدي الى تكون:

- 1.1 أيونات من الجير والسليكا في المحلول بنسبة جزيئية (1 سليكا: 3 جير).
- 2.1 بلورات من Ca(OH)_2 .
- 3.1 جل سليكات الكالسيوم المائية.





حيث أن عملية أمهة C_3S بشكل كامل قد تستغرق سنة واحدة أو أكثر. عندما تحصل
عملية أمهة كلية للمركب (C_3S) ، يمكن التعبير عن التفاعل الكيميائي بصورة تقريبية بالمعادلة الكيميائية
التالية:

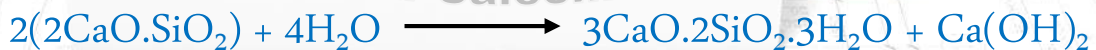


2. المركب ثنائي سليكات الكالسيوم (C_2S) :

أن عملية تفاعل المركب (C_2S) مع الماء تنقسم بما يلي:

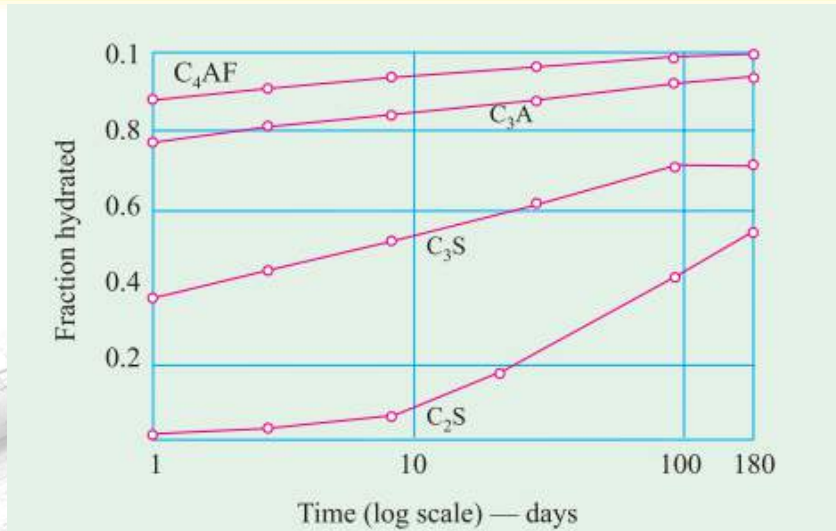
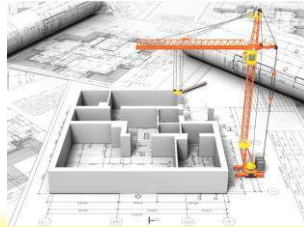
- 1-2 أبطأ من عملية تفاعل (C_3S) مع الماء.
- 2-2 كمية $Ca(OH)_2$ الناتجة من عملية الأمهة أقل.
- 3-2 الجل المتكون مماثل لذلك الناتج من عملية أمهة المركب (C_3S) ولكن هنالك
اختلاف في مسلك التفاعلات الكيميائية بين المركبين.

أن عملية أمهة المركب (C_2S) بشكل كامل قد تستغرق أكثر من أربعة سنوات، وعند
حصول أمهة كلية يعبر عن التفاعل الكيميائي بصورة تقريبية بالمعادلة الكيميائية التالية:



أن معدل سرعة الأمهة للمركبين بحالتيهما الخالصة مختلف كما مبين في الشكل (3-1) أدناه:





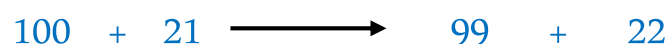
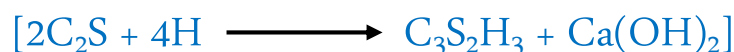
شكل (3-1) معدل أماهة مركبات السمنت البورتلاندي مع الزمن.

أن تركيب سليكات الكالسيوم (C₂S & C₃S) بصورة تقريبية عند اكتمال عملية الأماهة هو (C₃S₂H₃) ويسمى بالتوبرمورايت. أن المركبين (C₂S & C₃S) يحتاجان إلى كمية ماثلة من الماء لعملية الأماهة، ولكن قابلية إنتاج (C₃S) لهيدروكسيد الكالسيوم يفوق ضعف إنتاج (C₂S) له وكما مبين في المعادلات التالية:

أماهة المركب (C₃S) والأوزان المناظرة.



أماهة المركب (C₂S) والأوزان المناظرة.





3. ألومينات ثلاثي الكالسيوم المائية وتأثير الجبس (C_3A & Effect of Gypsum):

أن كمية (C_3A) في السمنت قليلة، لكن سلوكها يجعلها ذات أهمية. أن ألومينات ثلاثي الكالسيوم المائية تكون بيئة صفائح مستوية، كل منها محاط بسليكات الكالسيوم المائية. أن تفاعل (C_3A) مع الماء يكون شديداً ومصحوباً بأنبعاث كمية كبيرة من الحرارة، مكوناً بلورات صفائحية سداسية من ألومينات الكالسيوم المائية. وفي السمنت البورتلاندي يؤدي هذا النوع من التفاعل إلى حدوث التجمد الفجائي (Flash Setting)، ولكن وجود الجبس الذي يضاف إلى الكلنكر قبل عملية الطحن يعمل كمؤخر لعملية تفاعل (C_3A) مع الماء، إذ يتفاعل معها مكوناً سلفو ألومينات الكالسيوم غير الذائبة حول حبيبات الـ (C_3A) وبهذا يؤخر تفاعلها مع الماء، متيحاً وقتاً كافياً لأماهة (C_3S) والتي يكون تفاعلها أبطأ من (C_3A).

أن نتيجة تفاعل (C_3A) الموجود في السمنت مع الجبس بوجود الماء يؤدي إلى تكون:

1-3 سلفو ألومينات الكالسيوم المائية والحلوة على نسبة عالية من السلفات (الكبريتات)، والتي تدعى بالـ (Ettringite)، ويعبر عنها كيميائياً $(3CaO.Al_2O_3.CaSO_4.12H_2O)$.

2-3 سلفو ألومينات الكالسيوم المائية والحلوة على نسبة واطئة من السلفات (الكبريتات)، ويعبر عنها كيميائياً $(3CaO.Al_2O_3.CaSO_4.12H_2O)$.

أن تفاصيل وكيفية تكون سلفو ألومينات الكالسيوم غير واضحة للأسباب التالية:

- (a) لتقييد التفاعلات الكيميائية في المراحل المبكرة من عملية الأماهة.
- (b) تغير النسبة المئوية للمكونات في الأنواع المختلفة من السمنت.
- (c) صعوبة إيجاد كمية المركبات في حالة وجود مركبات أخرى في السمنت المتميأ.





يستمر التفاعل للجبس مع الـ (C₃A)، الى أن يتم أستنفاد أحدهما، بينما يستمر (C₃S) في عملية الأماهة، وحسب التالي:

1. إذا تم أستنفاد (C₃A) قبل الجبس، فإن الجبس الفائض يتمدد ليكون عاملاً مساعداً في تمزق وتلف كتلة عجينة السمنت (Cement Paste).
2. إذا تم أستنفاد الجبس قبل الـ (C₃A)، فإن ألومينات ثلاثي الكالسيوم المتبقية تبدأ بالتبنيؤ مكونة بلورات مكعبية ثابتة ومستقرة ذات مقاومة عالية لأملح الكبريتات.



أن ألومينات الكالسيوم المائية تأخذ عدة أشكال قبل تحولها الى الحالة المستقرة (C₃AH₆)، ومن المحتمل أن تتكون بلورات سداسية (C₄AH₈, C₄AH₁₀, and C₄AH₁₂) قبل البلورات المكعبية، وإذا حصل وأن تعرض أي شكل من أشكالها (قبل تحولها الى الحالة المستقرة والتي تكون مقاومتها للكبريتات عالية جداً) الى أملاح الكبريتات الموجودة بكثرة في الرمال، التربة، أو المياه الجوفية، التي تتعرض لها الكتلة الخرسانية، فإنها تتفاعل معها مكونة سلفوألومينات الكالسيوم، وأن هذا التفاعل يكون مصحوباً بزيادة في الحجم تؤدي الى تشقق وتلف الكتلة الخرسانية معتمداً على:

1. كمية الألومينات المتبقية.
2. تركيز أملاح الكبريتات.

يصحب تحول بلورات ألومينات الكالسيوم المائية من الشكل السداسي والشبه مستقر الى الشكل المكعبي المستقر، وهذا يؤدي الى تغير في كثافة وحجم البلورات، مؤدياً بذلك الى تقليل مقاومة عجينة السمنت في الأوقات المتأخرة بسبب:





1. فقدان التماسك والتلاصق في البنية المجهرية.
2. زيادة مسامية كتلة عجينة السمنت المتصلبة.

يتبين مما ورد في أعلاه، أن وجود (C_3A) في السمنت غير مرغوباً به، حيث أن مشاركته في إعطاء مقاومة قليلة جداً وتحدد في الأيام الأولى فقط (من 1-3 أيام)، لكنه مفيد في صناعة السمنت حيث يعمل كمادة مساعدة للأنضهار، ويقلل من درجة الحرارة اللازمة لتكوين الكلنكر، ويسهل عملية اتحاد الجير مع السليكا.

4. ألومينات رباعي حديد الكالسيوم (C_4AF):

يتفاعل الجبس مع (C_4AF) مكوناً سلفو ألومينات الكالسيوم وسلفو فيرايت الكالسيوم، حيث يعمل كمادة مساعدة للأنضهار ويسرع من عملية الأماهة للسليكايت. أن استعمال النسبة المثلى للجبس ضروري وذلك لأنها:

1. تنظم سرعة التفاعلات الكيميائية في الأوقات المبكرة.
2. تمنع التركيز الموقعي لنواتج عملية الأماهة.

أن كمية الجبس الضرورية تزداد بزيادة:

1. محتوى ال (C_3A).
2. القلويات.
3. نعومة السمنت.
4. محتوى القلويات في السمنت.

تحدد المواصفة القياسية العراقية رقم 5 لسنة 1984، هذه النسبة كالتالي:





1. 2.5% كحد أعلى عندما يكون $(C_3A) \geq 7\%$.

2. 3% كحد أعلى عندما يكون $(C_3A) < 7\%$.

9-1 التجمد غير الحقيقي (False Setting):

هو تجمد غير اعتيادي يحصل قبل أوانه، وفي خلال بضع دقائق من عملية خلط الماء مع السمنت. يختلف التجمد غير الحقيقي عن الفجائي للأسباب التالية:

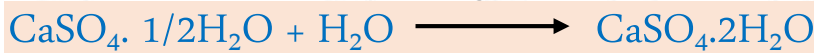
1. الحرارة المتولدة قليلة ولا يمكن تقديرها.

2. يمكن السيطرة عليه وأسترجاع لدونة عجينة السمنت من خلال إعادة خلطها من جديد وبدون إضافة الماء، وتتجمد من دون أي فقدان في المقاومة.

الأسباب التي تؤدي الى حصول التجمد غير الحقيقي (False Setting)، يمكن أجمالها بما يلي:

1. جفاف ماء الجبس المستعمل.

عند طحن الجبس مع الكلنكر الحار بدرجة حرارة (100-190) م°، يفقد الجبس 75% من ماء التبلور $(CaSO_4 \cdot 1/2H_2O)$ ، وعندما تزيد درجة الحرارة عن 190 م° يفقد الجبس كل الماء الداخل في تركيبه $(CaSO_4)$. وعند إضافة الماء الى السمنت يسبب ذلك التجمد خلال عدة دقائق، كما موضح في المعادلة الكيميائية التالية:

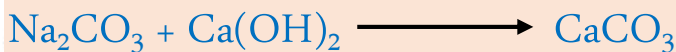
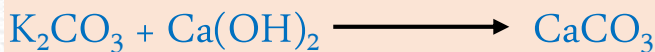
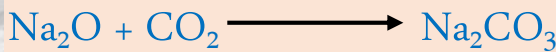
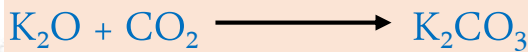


2. الخزن الرديء للسمنت.





أثناء الخزن الرديء للسمنت، تتفاعل القلويات الموجودة في السمنت (K_2O & Na_2O) مع غاز ثاني أكسيد الكربون الموجود في الجو مما ينتج عنه تكون كربونات الصوديوم وكربونات البوتاسيوم، وعند إضافة الماء الى السمنت، تتفاعل الكربونات مع المركب $Ca(OH)_2$ الناتج من عملية أماهة المركب (C_3S)، حيث تترسب كربونات الكالسيوم مسببة التجمد، وكما موضح في المعادلات الكيميائية التالية:



3. تنشيط فاعلية (C_3S) المعرض للجو الرطب.

أثناء خزن السمنت بصورة رديئة، تتعرض حبيبات السمنت الى رطوبة، فيلتصق الماء بسطوحها ويكسبها فاعلية، وأثناء عملية الخلط (إضافة الماء للسمنت) تتجد السطوح الفعالة بسرعة مع الماء مسببة التجمد خلال عدة دقائق.

1-9-1 العوامل المؤثرة على التجمد والتصلب (Factors affect Setting & Hardening):

1. المكونات الرئيسية للسمنت.

2. محتوى الماء في العجينة، فكلما ازدادت نسبة الماء الى المواد السمنتية تتجمد بصورة أبطأ من العجينة الجافة، لذلك يجب اعتماد نسبة ماء الى المواد السمنتية بحيث تعطي قوام قياسي.





3. درجة الحرارة والرطوبة النسبية أثناء عملية الخلط.

4. نعومة السمنت، حيث تزداد سرعة التجمد بزيادة نعومة السمنت وذلك بسبب زيادة المساحة السطحية المعرضة للتفاعل.

10-1 ثبات السمنت (Soundness of Cement):

أن السمنت الذي يبدي تمداً يعرف بالسمنت غير ثابت الحجم (Unsound Cement)، وهذا يؤدي الى تشقق عجينة السمنت المتصلبة عندما تكون تحت ظروف مقيدة. الأسباب التي تؤدي الى عدم ثبات السمنت هي:

1. تأخر أو بطء عملية الأماهة للجير الحر (CaO).

فإذا كانت المواد الأولية المستخدمة في تصنيع السمنت حاوية على جير أكثر من الذي يتجمد مع باقي المركبات، فإن الكمية الفائضة تبقى بحالة حرة وتحترق بشدة في داخل الفرن. وهذا الجير المحروق يتيمأ بصورة بطيئة جداً. يشغل Ca(OH)_2 حجم أكبر من حجم (CaO) مما يؤدي الى التمدد.

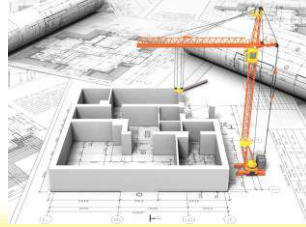


يمكن تحديد المحتوى الفعلي للجير الحر بالتحليل الكيميائي للكلنكر المستخرج من الفرن مباشرة.

2. تأخر أو بطء عملية الأماهة للمغنيسيا الحرة (MgO):

المغنيسيا الحرة تكون بشكل متبلور وتتفاعل بطريقة مماثلة للجير الحر





أما المغنيسيا الموجودة في الزجاج فلا تسبب عدم الثبات لكونها غير متبلورة وتتمياً سريعاً متحوّلة إلى الحالة المستقرة في عجينة السمنت المتصلبة.

3. كبريتات الكالسيوم (CaSO_4):

يضاف الجبس إلى الكلنكر قبل عملية الطحن (لمنع التجمد الفجائي)، وفي حالة وجود الجبس بكمية أكبر من التي تتفاعل مع المركب (C_3A) أثناء التجمد، فإن الجبس الفائض يتمدد بطيئاً ويؤدي إلى عدم الثبات.

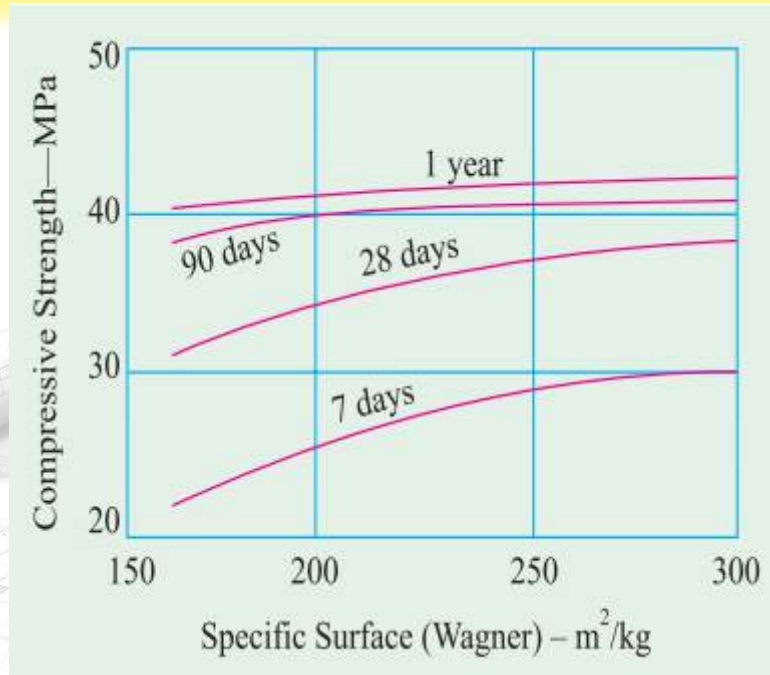
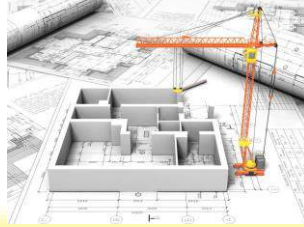
11-1 نعومة السمنت (Fineness of Cement):

أن الخطوة النهائية في صناعة السمنت هي عملية طحن الكلنكر مع الجبس. وبما أن الأمانة تبدأ بسطوح حبيبات السمنت، يمكن القول بأن المساحة السطحية الكلية للحبيبات تمثل المادة المتوفرة لعملية الأمانة، وهذا فإن النعومة هي مجموع المساحات السطحية النوعية لحبيبات السمنت وتقاس بـ ($\text{سم}^2/\text{غم}$) أو ($\text{م}^2/\text{كغم}$).

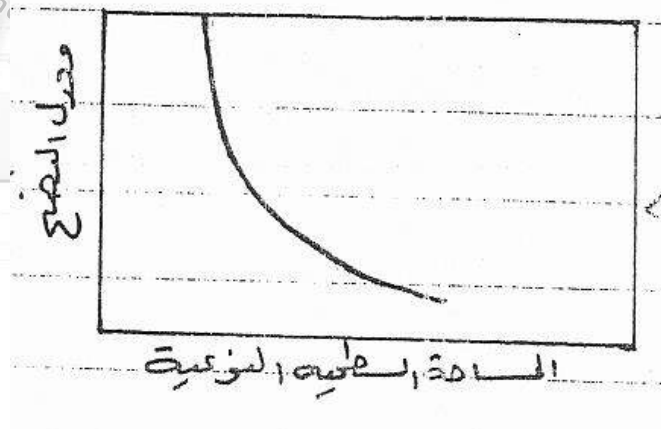
أن النعومة العالية قد تكون ضرورية للأسباب التالية:

1. لتغطية سطوح حبيبات الركام بطريقة أفضل وهذا يؤدي إلى أن التماسك والتلاصق بين مكونات الملاط السمنتي أفضل.
2. لتحسين قابلية تشغيل الخلطة الخرسانية.
3. لزيادة سرعة الحصول على المقاومة المبكرة، وكما مبين في الشكل (1-4).
4. لتقليل طبقة الماء التي تنفصل عن سطح الخلطة بسبب النضح (Bleeding)، وكما موضح في الشكل (1-5).



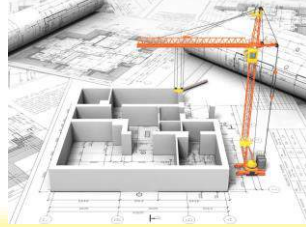


شكل (4-1) العلاقة بين نعومة السمنت ومقاومة الأنضغاط للخرسانة ولأعمار مختلفة.



شكل (5-1) العلاقة بين نعومة السمنت ومعدل الضخ لعجينة السمنت.





ولنعومة السمنت العالية أضرار يمكن أجمالها بما يلي:

1. تزداد كلفة الطحن بزيادة نعومة السمنت.
2. تعرض السمنت الى أمالة جزئية أثناء الخزن الرديء للسمنت، مما يؤدي الى فقدان قيمته السمنتية.
3. زيادة المساحة السطحية للقلويات الموجودة فيه، وينتج عن ذلك تفاعلها بشدة مع أجزاء السليكا في الركام مسببة تشقق وتلف الخرسانة.
4. زيادة أنكماش عجينة السمنت.
5. زيادة المساحة السطحية للمركب (C_3A)، مما يستوجب زيادة كمية الجبس اللازمة للتفاعل مع هذا المركب.

لذلك من الضروري السيطرة على نعومة السمنت من خلال استخدام الفحوصات القياسية.

1-11-1 طرق قياس نعومة السمنت:

1. طريقة النخل (Sieve Method).

يتم إيجاد نسبة المتبقي من السمنت على المنخل مقاس 90 مايكرون (حسب المواصفة القياسية البريطانية)، والتي تشترط أن لا تزيد هذه النسبة عن 10% من وزن السمنت الأعتيادي، و 5% من وزن السمنت سريع التصلب. كما تشترط المواصفة القياسية الأمريكية بأن لا تزيد نسبة المتبقي من السمنت الأعتيادي على المنخل رقم 200 (مقاس 75 مايكرون) عن 22%.

أن الفحص المنخلي لايعطي معلومات دقيقة حول مقاس الحبيبات الأصغر من مقاس المناخل المذكورة، والتي تكون مهمة خلال الأمالة المبكرة. أن أستهال مناخل ذات مقاسات أصغر يكون





غير مجد بسبب أنسداد فتحات مشبك المنخل بجسيمات السمنت، لذا نادراً ما يتم أستعمال هذه الطريقة.

2. طريقة واجنر (Wagner Turbidimeter) حسب المواصفة القياسية الأمريكية (ASTM C115).

3. طريقة نفاذية الهواء (Air Permeability Method) حسب المواصفة القياسية البريطانية (B.S. 12:1971).

4. طريقة بلين (Blaine Method) حسب المواصفة القياسية الأمريكية (-ASTM C204 78a)، والمعتمدة من قبل المواصفة القياسية العراقية رقم 5 لسنة 1984.

تحدد المواصفة القياسية البريطانية (B.S. 12:1971) قيمة المساحة السطحية النوعية بطريقة نفاذية الهواء بمقدار:

(a) 2250 سم²/غم كحد أدنى للسمنت البورتلاندي الاعتيادي.

(b) 3250 سم²/غم كحد أدنى للسمنت السريع التصلب.

في حين تحدد المواصفة القياسية البريطانية (B.S. 1370: 1974) قيمة المساحة السطحية النوعية بطريقة نفاذية الهواء بمقدار 3200 سم²/غم كحد أدنى للسمنت منخفض الحرارة.

تتوقف نعومة السمنت على مجموعة من العوامل أهمها:

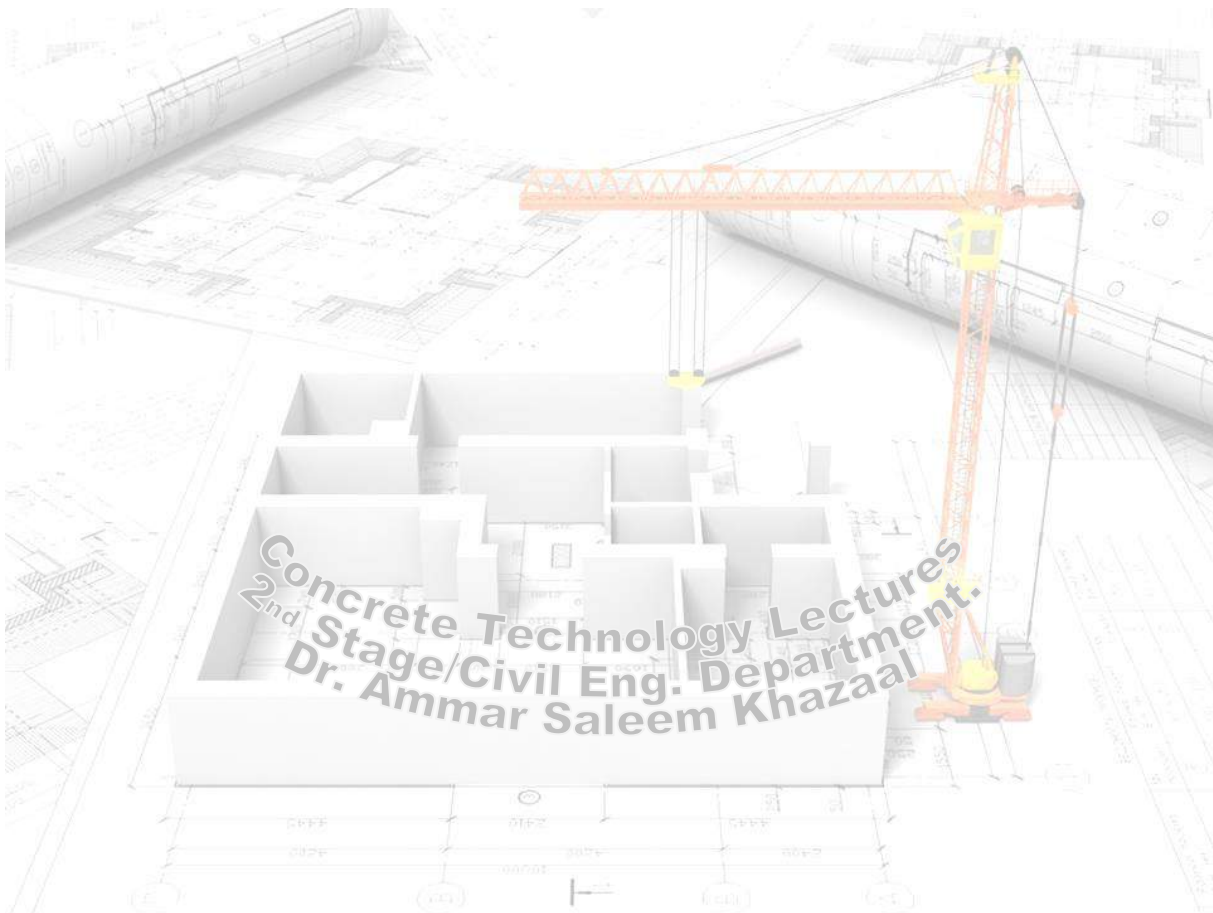
1. طريقة صناعة السمنت والمكونات الأساسية له.

2. درجة حرارة الحرق التي تؤثر على صلابة الكلنكر، وبالتالي على النعومة التي يطحن بها السمنت.





3. نوع الطواحين المستعملة.





الفصل الأول: السمنت البورتلاندي.

المحاضرة الخامسة: حجوم نواتج عملية الأماهة (نظري، 2 ساعة) (الجزء الأول).

12-1 هيكل السمنت المتما (Structure of Hydrated Cement):

أن العديد من الخواص الميكانيكية لكثلة عجينة السمنت والخرسانة تعتمد على:

1. البنية الفيزيائية لنواتج عملية الأماهة (بدرجة كبيرة).

2. التركيب الكيميائي للسمنت المتما.

لهذا فأن معرفة وفهم الخواص الفيزيائية لجل السمنت لها أهمية كبيرة. أن عملية مزج الماء مع السمنت يؤدي الى تشكيل عجينة السمنت (مزيج من الحبيبات الصلبة المنتشرة بالماء).
في السمنت البورتلاندي الأعتيادي يتراوح:

(a) مقاس الحبيبات بين 0.5 – 80 مايكرون.

(b) المساحة السطحية النوعية للحبيبات أعلاه ما بين 3000 – 4000 سم²/غم (طريقة نفاذية الهواء).

(c) ضمن حدود محتوى الماء العملي، تباعد حبيبات السمنت عن بعضها البعض بمقدار 5 – 10 مايكرون.

اذن يتبين من ما ورد في أعلاه، أن مقاس الحبيبات وبعدها عن بعضها البعض يكون كافياً لجعل العجينة تتصرف ككتلة لدنة.





أن تأثير خاصية اللدونة لعجينة السمنت الطرية (Fresh Cement Paste)، يمكن أيجازه بما يلي:

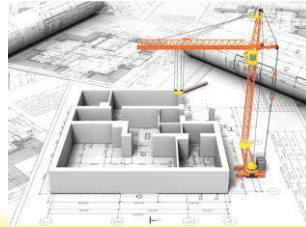
- (i) تتحكم بالمسافة بين الحبيبات وقوى الجذب والتنافر بينها.
- (ii) تجعل العجينة مادة رابطة أساسية لتكوين الملاط أو الخرسانة عندما تتخللها حبيبات الركام.

في حدود نسبة الماء الى المواد السمنتية المستعملة في الخرسانة يحصل النضج و/ أو الترسيب (خلال الساعات الأولى) وبعدها، فإن الترتيب الأولي لحبيبات السمنت والفراغات بينها، هي التي تحدد أساس الهيكل النهائي لعجينة السمنت التي تتطور وتنمو بتكوين نواتج التفاعلات الكيميائية. أن حجم بين وحول حبيبات السمنت الأصلية يحدد كثافة الكتلة المسامية، وحجم الماء الذي يملأ مبدئياً هذه الفراغات نسبة الى حجم المواد السمنتية الصلب يعرف بنسبة الماء الى المواد السمنتية الفعالة (Effective Water Cementitious ratio).

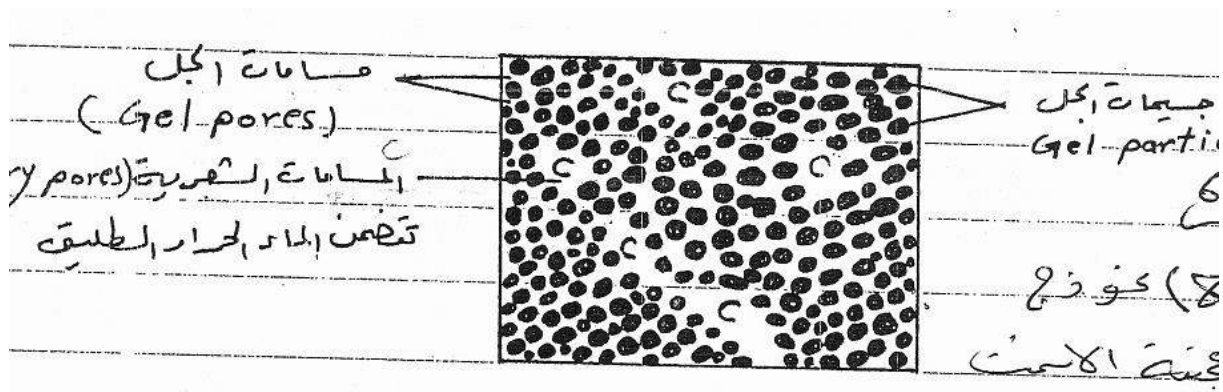
في أي مرحلة من مراحل عملية الأماهة، تتألف عجينة السمنت المتصلبة من:

1. هايدرات المركبات المختلفة {سليكات الكالسيوم المائية ، ألومينات ثلاثي الكالسيوم المائية ، كالسيوم فيرايت ($\text{CaO} \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$)} والتي تشكل مجموعها جل السمنت.
2. بلورات من $\text{Ca}(\text{OH})_2$ الناتج من عملية أماهة السليكا.
3. بعض المركبات الثانوية.
4. السمنت غير المتقياً.
5. بقايا الماء الذي يملأ الفراغات. عجينة السمنت الطرية.





أن هذه الفراغات تسمى المسامات الشعرية (Capillary Pores)، ومسامات الجل (Gel Pores)، كما موضح في الشكل (6-1).

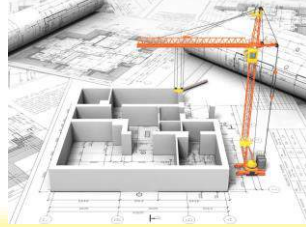


شكل (6-1) نموذج مبسط لهيكل عجينة السمنت.

يكون جل سليكات الكالسيوم بيئة صفائح ملفوفة ومطوية بطرق مختلفة، وتحت المجهر تظهر هذه الصفائح بأشكال أبرية وليفية أو مطولة مثنية. أن هذه المادة تشكل جل شبه غروي يدعى في عجينة السمنت بجل التورمورايت. بتقدم عملية الأماهة تزداد المساحة السطحية لنواتج الأماهة بدرجة كبيرة، وتلتصق كمية كبيرة من الماء الطليق بسطوح جسيمات الجل. وإذا لم يسمح بانتقال الماء من وإلى عجينة السمنت، يتم أستعمال الماء الحر في تفاعلات الأماهة ولغاية بقاء جزء قليل منه، ولذلك فإن الرطوبة النسبية تنخفض في داخل كتلة عجينة السمنت المتصلبة، ويؤدي ذلك الى حصول ظاهرة الجفاف الذاتي، ويفقد الجل جزء كبير من المساحة السطحية الداخلية.

وفي عجينة السمنت المعرضة للجفاف الذاتي والتي لاتزيد فيها نسبة الماء/ المواد السمنتية عن 0.5 تكون كمية ماء الخلط كافية لأستمرار الأماهة بمعدل مماثل لحالة أستعمال المعالجة الرطبة.





1-12-1 المسامات الشعرية (Capillary Pores):

في أي مرحلة من مراحل عملية الأماهة تمثل هذه المسامات ذلك الجزء من الحجم الكلي غير المملوء بنواتج عملية الأماهة. وبما أن نواتج عملية الأماهة تشغل حجماً أكبر من ضعف حجم السمنت الجاف لوحده، لذا فإن حجم المسامات الشعرية يقل بتقدم عملية الأماهة. المسامات الشعرية لا يمكن رؤيتها بالعين المجردة، إذ يتراوح مقاسها بحدود 1.3 مايكرون، تختلف في الشكل وتكون مجموعة منظمة مترابطة منتشرة بصورة مبعثرة خلال عجينة السمنت.

تعتمد المسامية الشعرية لعجينة السمنت على:

1. نسبة الماء الى المواد السمنتية في الخليط، عندما تكون نسبة الماء / المواد السمنتية أكبر من 0.38 فإن حجم الجل يكون غير كافٍ للملئ كل الفراغات المتوفرة له حتى بعد اكتمال عملية الأماهة.
2. درجة الأماهة التي تتأثر بنوع السمنت.

تكون المسامات الشعرية مسؤولة عن نفاذية عجينة السمنت المتصلبة، وباستمرار عملية الأماهة تزداد كمية الجل المتكونة، وفي عجينة السمنت الناضجة والكثيفة تصبح المسامات الشعرية مغلقة بواسطة الجل وتنفصل عن بعضها البعض، ومن الممكن أن يكون اتصالها بواسطة مسامات الجل.

أن عدم وجود مسامات شعرية مرتبطة مع بعضها البعض ناتج عن:

1. أستعمال نسبة مناسبة من الماء / المواد السمنتية.
2. المعالجة الرطبة لفترة طويلة وكافية.





2-12-1 مسامات الجل (Gel Pores):

مسامات الجل عبارة عن مسامات مرتبطة مع بعضها البعض تتخلل جسيمات الجل، وبأماكنها أن تحوي كمية كبيرة من الماء القابل للتبخر. تكون هذه المسامات أصغر بكثير من المسامات الشعرية. تشغل مسامات الجل حوالي 28% من الحجم الكلي للجل (جسيمات الجل + مسامات الجل)، والقيمة الحقيقية تعتمد على:

(a) السمنت المستعمل، وليس لها علاقة كبيرة بنسبة الماء / المواد السمنتية في الخليط.

(b) تقدم عملية الأماهة.

وهذا يشير الى أن الجل الناتج متشابه الخواص الفيزيائية في جميع المراحل، وأن أستمترار عملية الأماهة لا يؤثر على النواتج الموجودة مسبقاً. وتتقدم عملية الأماهة:

1. يزداد الحجم الكلي للجل.
2. يزداد الحجم الكلي لمسامات الجل.
3. يقل حجم المسامات الشعرية.

3-12-1 الماء المتواجد في عجينة السمنت المتماة:

عجينة السمنت المتماة تتضمن المسامات دون المجهرية التي بأماكنها أمتصاص الماء من المحيط الخارجي. قد يعتمد الماء الفعلي في عجينة السمنت على رطوبة المحيط، وبسبب كون المسامات الشعرية كبيرة الحجم نسبةً الى مسامات الجل فإنها تفقد الماء عندما تنخفض الرطوبة النسبية للمحيط دون 45% بينما يبقى الماء مرتبطاً بمسامات الجل حتى ولو كانت رطوبة المحيط واطئة جداً.





أذن الماء المتواجد في عجينة السمنت الممتئة يكون:

- (a) الماء الحر (يكون موجوداً في داخل المسامات الشعرية).
- (b) الماء المتحد كيميائياً (يشكل جزءاً من المركبات الممتئة).
- (c) ماء الجل (داخل مسامات الجل وبعضه ممسوكاً بالقوى السطحية لجسيمات الجل).

التصنيف أعلاه غير مناسب للأغراض البحثية، ويفضل تصنيف الماء في عجينة السمنت الممتئة الى نوعين:

1. الماء القابل للتبخر (Evaporable Water)، يشمل الماء الموجود داخل المسامات الشعرية وبعض الماء الموجود في داخل مسامات الجل.
2. الماء غير القابل للتبخر (Non-evaporable Water)، يشمل تقريباً كل الماء المتحد كيميائياً مع السمنت وكذلك بعض الماء غير الداخل بالأرتباط الكيميائي.

من الممكن تعيين الماء القابل للتبخر من معرفة الفقدان بالوزن أثناء تجفيف نموذج من عجينة السمنت الى حالة التوازن في درجة حرارة 105 م° وضغط بخاري مقداره 0.008 ملم زئبق. الجدول (5-1) يوضح الوقت التقريبي لأنضاج عجينة السمنت والتي عندها تنقطع استمرارية المسامات الشعرية.





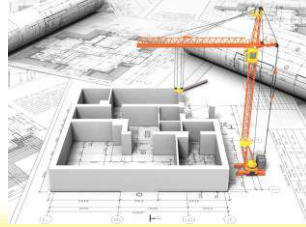
**جدول (1-5) الوقت التقريبي اللازم لأنضاج عجينة السمنت والتي عندها تنقطع أستمرارية
المسامات الشعرية.**

نسبة الماء / المواد السمنتية وزناً	الوقت التقريبي
0.4	3 أيام
0.45	7 أيام
0.5	14 يوم
0.6	6 أشهر
0.7	سنة واحدة
أكثر من 0.7	غير ممكن

كمية الماء غير القابلة للتبخّر تزداد بتقدم عملية الأماهة، ولكن في عجينة السمنت المشبعة يمكن أن يصبح هذا الماء أكثر من نصف الماء الكلي الموجود، وفي عجينة السمنت الممتّية بصورة جيدة يشكل الماء غير القابل للتبخّر تقريباً 18% من وزن السمنت غير الممتّية وقد تصل النسبة إلى 23% في عجينة السمنت الممتّية بشكل كلي.

بالنظر إلى تناسب كمية الماء غير القابل للتبخّر والحجم الصلب لعجينة السمنت، فإن حجم هذا الماء يعدّ كمقياس لكمية جل السمنت الموجود (أي أنه مقياس لدرجة الأماهة). أن الفراغ الكلي المتوفر لنواتج الأماهة يشمل الحجم المطلق للسمنت الجاف إضافة إلى حجم الماء المضاف إلى الخليط، وفي





هذه المرحلة تهمل كمية الماء القليلة المفقودة بسبب عملية النضح وأنكماش عجينة السمنت عندما تكون في الحالة اللدنة. أن نسبة الماء المقيد كيميائياً (Chemically Bound Water) خلال عملية الأماهة لكل من سليكات ثلاثي الكالسيوم (C_3S) وسليكات ثنائي الكالسيوم (C_2S) هي 21.24% تقريباً من وزنها على التوالي، والنسب المناظرة لألومينات ثلاثي الكالسيوم (C_3A) وألومينات حديد رباعي الكالسيوم (C_4AF) هي 37.40% على التوالي. وهذه الأرقام غير دقيقة وذلك لأن المعلومات المتوفرة حول قياس الاتحاد العنصري لنواتج عملية الأماهة للسمنت غير كافية لتحديد كمية الماء المتحد كيميائياً مع السمنت، لذا يفضل في هذه المرحلة استعمال تعبير الماء غير القابل للتبخر (Non-evaporable Water)، وفي عجينة السمنت الممتئة كلياً يمثل هذا الماء نسبة 23% من وزن السمنت غير الممتئ (الجاف).

يكون الوزن النوعي لنواتج الأماهة للسمنت (على اعتبار أن هذه النواتج تشغل حجماً أكبر من الحجم المطلق للسمنت الغير ممتئ، وهذا الحجم المشغول هو أقل من مجموع حجمي السمنت الغير ممتئ والماء غير القابل للتبخر) بمقدار 0.254 من حجم الماء غير القابل للتبخر. كما وأن معدل قيمة الوزن النوعي لنواتج الأماهة (بضمها الفراغات في أكتف تركيب ممكن) في الحالة المشبعة هو 2.16. مثال تطبيقي:

- كمية السمنت التي سوف يتم أماتها هي 100 غم.
- الوزن النوعي للسمنت الجاف هو 3.15.
- الماء غير القابل للتبخر 23% من وزن السمنت غير الممتئ (الجاف).
- مسامات الجل تشكل 28% من الحجم الكلي للجل.





الحل:

الحجم المطلق للسمنت غير المتميأ = (كمية السمنت الجاف / الوزن النوعي للسمنت).

$$(3.15/100) =$$

$$= 31.8 \text{ مل.}$$

الماء غير القابل للتبخر = 23% من وزن السمنت غير المتميأ

$$= 31.8 \times 0.23 =$$

$$= 7.314 \text{ مل.}$$

بما أن النواتج الصلبة لعملية الأماهة تشغل حجماً أقل من مجموع حجمي السمنت غير المتميأ (الجاف) والماء غير القابل للتبخر بمقدار 0.254 من حجم الماء غير القابل للتبخر.

أذن حجم النواتج الصلبة لعملية الأماهة (جسيمات الجل) = الحجم المطلق للسمنت غير المتميأ (الجاف) + (1-0.254) × حجم الماء غير القابل للتبخر.

$$= 17.158 + 31.8 =$$

$$= 48.958 \text{ مل.}$$

بما أن مسامات الجل تشكل 28% من الحجم الكلي للجل، فإن حجم ماء الجل w_g (Gel Water) يمكن حسابه من العلاقة التالية:

$$\frac{w_g}{w_g + 48.958} = 0.28$$

$$w_g = 19.0 \text{ ml.}$$





أذن حجم السمنت الممتياً = حجم النواتج الصلبة لعملية الأماهة (جسيمات الجل) + حجم ماء الجل.

$$19.0 + 48.958 =$$

$$= 67.9 \text{ مل.}$$

الخلاصة.

100 غم

وزن السمنت الجاف

31.8 مللتر

الحجم المطلق للسمنت الجاف

23.0 غم

وزن الماء المتحد كيميائياً مع السمنت

19.0 مللتر

حجم ماء الجل

42.0 مللتر

الماء الكلي في الخليط

0.42

نسبة الماء / السمنت بالوزن

1.32

نسبة الماء / السمنت بالحجم

67.9 مللتر

حجم السمنت الممتياً

73.8 مللتر

الحجم الأصلي للماء والسمنت

5.9 مللتر

النقصان في الحجم بسبب الأماهة

2.1 مللتر

حجم نواتج الأماهة للملتر واحد من السمنت الجاف

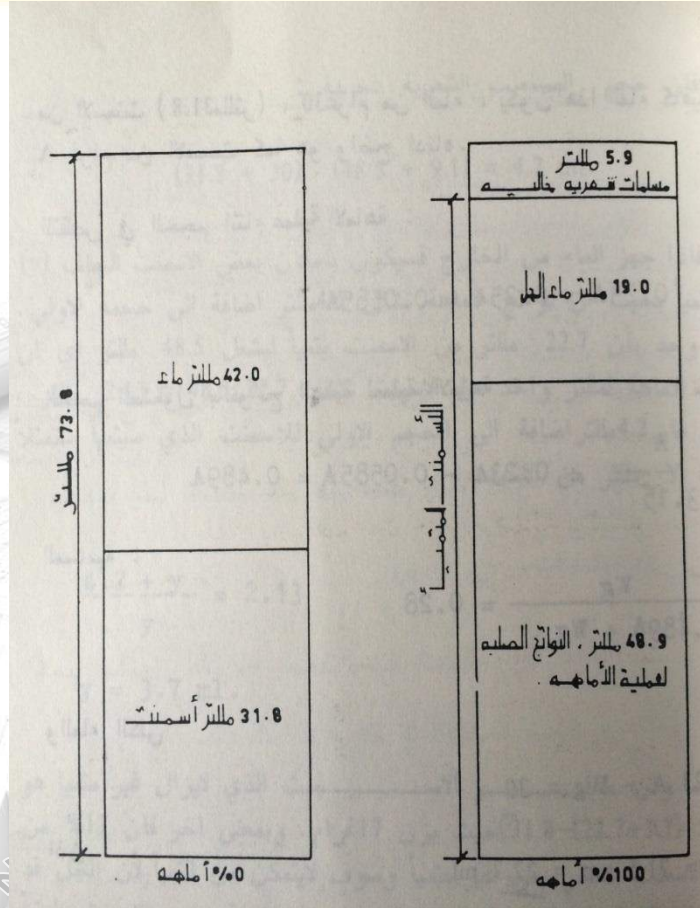




لقد فرض بأن عملية الأماهة تحصل في داخل أنبوبة اختبار مغلقة بأحكام وليس هنالك أي انتقال للماء من وإلى عجينة السمنت. أن التغيرات الحجمية الحاصلة يمكن ملاحظتها في الشكل (1-7) والنقصان في الحجم ($73.8 - 67.9 = 5.9 \text{ ml}$) يمثل المسامات الشعرية الخالية والمنتشرة خلال عجينة السمنت المتماة.

في عجينة السمنت الموضوعة في الأنبوبة المغلقة، تتوقف عملية الأماهة عندما تصل الى مرحلة بحيث أن الماء المتحد كيميائياً مع السمنت يعادل حوالي $1/2$ محتوى الماء الأصلي، ومن الممكن أن تكتمل عملية الأماهة فقط عندما يكون ماء الخلط على الأقل مساوياً الى ضعف الماء اللازم للتفاعلات الكيميائية أي أن تكون نسبة الماء/ المواد السمنتية في هذا الخليط تقريباً 0.5 وزناً. وفي المثال المذكور أعلاه لو كانت كمية الماء الكلية أقل من 42 ملتر فأنها غير كافية لأكمال عملية الأماهة التي تتوقف قبل أن تخلو المسامات الشعرية من الماء وذلك لأن الجل بإمكانه أن يتكون فقط في حالة توفر ماء كافي في المسامات الشعرية لأكمال التفاعلات الكيميائية للملح مسامات الجل المتكونة، وبما أن ماء الجل ممسوك بثبات فإنه لن يتمكن من الحركة الى المسامات الشعرية لأكمال عملية الأماهة للجزء المتبقي من السمنت غير المتماة. وقد تبين من الدراسات السابقة بأن عملية الأماهة تستمر بصورة بطيئة عندما يتحول ضغط بخار الماء الى أقل من 0.8 من ضغط الأشباع.





شكل (7-1) مخطط يمثل التغيرات الحجمية الناتجة عن أماهة عجينة السمنت بنسبة

ماء/المواد السمنتية مقدارها 0.42.

لو اعتبرنا الآن عملية الأماهة لعجينة السمنت المعالجة تحت الماء، ففي هذه الحالة تتمص
المسامات الشعرية الماء من الخارج حال خلوها منه بعد أستعماله في عملية الأماهة. وكما مبين سابقاً
أن 100 غم من السمنت (31.8 مللتر) تشغل 67.9 مللتر بعد أكمال عملية الأماهة. ولغرض عدم
بقاء سمنت غير متمياً ولمنع تواجد المسامات الشعرية يجب أن يكون حجم ماء الخلط الأصلي تقريباً





(67.9 – 31.8 = 36.1 ml) وأن نسبة الماء / السمنت المناظرة لهذه القيمة 0.36 بالوزن وهناك بحوث أخرى تشير الى أن هذه القيمة هي تقريباً 0.38. فإذا كانت نسبة الماء / السمنت الحقيقية في الخليط (مع السماح للنضج) أقل من 0.38 بالوزن، فإن أكمال عملية الأماهة غير ممكن وذلك لأن الحجم المتوفر هو غير كاف ليتسع لكل نواتج عملية الأماهة. على سبيل المثال في الخليط الحاوي على 100 غم من السمنت (31.8 مللتر)، 30 غم من الماء، يكون هذا الماء غير كافياً لأماهة A غرام من السمنت، كما موضح في أدناه:

$$0.23 A \times 0.254 A = 0.0585 A$$

الحجم المشغول بالنواتج الصلبة لعملية الأماهة:

$$(A/3.15) + (0.23 A - 0.0585 A) = 0.489 A.$$

المسامية:

$$\frac{w_g}{0.489 A + w_g} = 0.28$$

والماء الكلي:

$$0.23 A + w_g = 30$$

$$A = 71.5 \text{ gm} = 22.7 \text{ ml.}$$

$$w_g = 13.5 \text{ gm.}$$

حجم السمنت المتبقي:

$$(0.489 \times 71.5) + 13.5 = 48.5 \text{ ml.}$$





وحجم السمنت غير المتميأ:

$$31.8 - 22.7 = 9.1 \text{ ml.}$$

حجم المسامات الشعرية الحالية:

$$(31.8 + 30) - (48.5 + 9.1) = 4.2 \text{ ml.}$$

فإذا جهر الماء من الخارج فسيكون بإمكان بعض السمنت الجاف (Y) أن يمتيأ بحيث أن نواتج عملية الأماهة تشغل 4.2 مللتر إضافة الى حجمه الأولي. ولقد وجد بأن 22.7 مللتر من السمنت يمتيأ ليشغل 48.5 مللتر، أي أن نواتج عملية الأماهة للملتر واحد من السمنت تشغل $48.5/22.7 = 2.13$ مللتر، كذلك فإن 4.2 مللتر إضافة الى الحجم الأولي للسمنت الذي سيمتيا ستمتلا بأماهة Y مللتر من السمنت.

أي أن:

$$\frac{4.2 + Y}{Y} = 2.13$$

$$Y = 3.7 \text{ ml.}$$

كما وأن حجم السمنت الذي لا يزال غير متميأ هو $\{(31.8 - (22.7 + 3.7)) = 5.4 \text{ ml}\}$ حيث يزن 17 غم. وبمعنى آخر فإن 17% من وزن السمنت الأصلي بقي غير متميأ وسوف لا يتمكن من التميأ لأن الجل قد شغل كل المسامات الشعرية المتوفرة، أي أن نسبة حجم السمنت المتميأ الى مجموع حجوم السمنت المتميأ والمسامات الشعرية هي 1.





أن السمنت الغير متمياً غير ضار لمقاومة عجينة السمنت، ولقد لوحظ عند مقارنة نماذج من عجينة السمنت التي تكون فيها نسبة حجم السمنت المتمياً الى مجموع حجوم السمنت المتمياً والمسامات الشعرية مساوية الى 1 بأن النماذج الحاوية على نسبة أعلى من السمنت غير المتمياً (أي التي تكون فيها نسبة الماء/ المواد السمنتية أقل) تكون ذات مقاومة أعلى.

من ناحية ثانية إذا كانت نسبة الماء/ السمنت أعلى من 0.38 بإمكان السمنت أن يتيماً بكامله ولكن المسامات الشعرية ستكون موجودة. بعض هذه الفراغات تحتوي على الماء الفائض عن الخليط والأخرى تمتلأ بامتصاص الماء من الخارج.

على سبيل المثال لو اعتبرنا عملية الأماهة لعجينة السمنت بنسبة ماء/ مواد سمنتية مقدارها 0.475 موضوعة في داخل أنبوبة اختبار مغلقة بأحكام وفرضنا بأن وزن السمنت الجاف 126 غم، فإن حجم الماء هو (0.475 × 126 = 60 ml). أن نسب الخلط لهذه العجينة يمكن ملاحظتها الى يسار شكل رقم (1-8) ولكن في الواقع أن الماء والسمنت مخلوطين مع بعضهما البعض والماء يكون المسامات الشعرية بين حبيبات السمنت الغير متمياً.

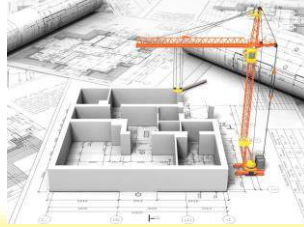
وعندما يتيماً السمنت كلياً فإن حجم الماء غير القابل للتبخّر
 $0.23 \times 126 = 29.0 \text{ ml.}$

والحجم المشغول بالنواتج الصلبة لعملية الأماهة:
 $(126/3.15) + 29 - (0.254 \times 29) = 61.6 \text{ ml.}$

والمسامية:

$$\frac{w_g}{w_g + 61.6} = 0.28$$





حجم ماء الجل:

$$w_g = 24 \text{ ml.}$$

وحجم السمنت المتبقية:

$$61.6 + 24 = 85.6 \text{ ml.}$$

حجم المسامات الشعرية الحاوية على الماء:

$$60 - (24 + 29) = 7.0 \text{ ml.}$$

حجم المسامات الشعرية الخالية:

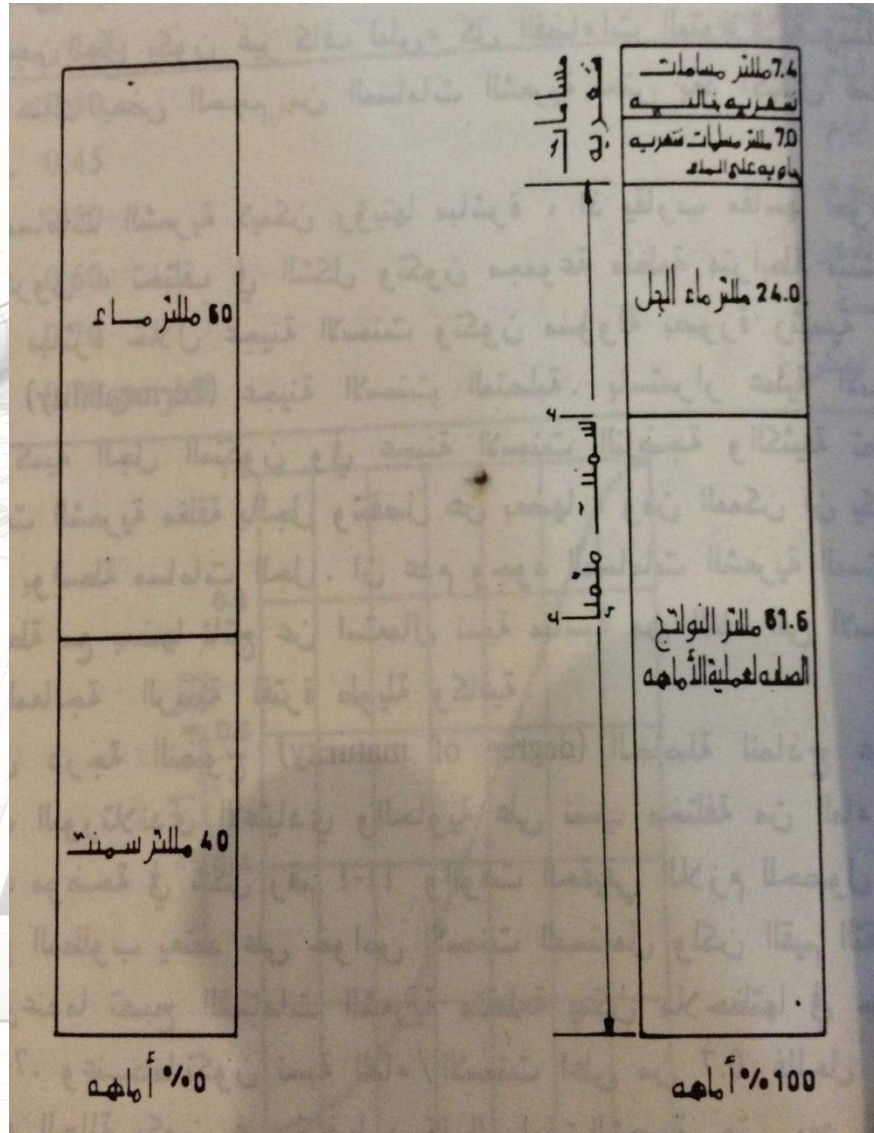
$$100 - (85.6 + 7.0) = 7.4 \text{ ml.}$$

وأن عولجت عجينة السمنت في هذه الحالة تحت الماء، فإن المسامات الشعرية ستمتلئ
بامتصاصها الماء من الخارج. أن نسبة الجل / الفراغ (Gel Space Ratio) في هذه الحالة:

$$\frac{85.6}{85.6 + 14.4} = 0.856$$

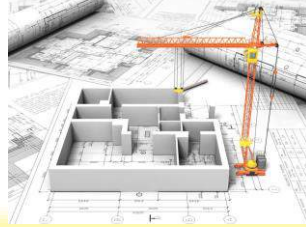
Concrete Technology Lectures
3rd Stage/Civil Eng. Department.
Dr. Ammar Saleem Khazaal





شكل (8-1) مخطط يمثل التغيرات الحجمية الناتجة عن أماهة عجينة السمنت بنسبة ماء/المواد
السمنتية مقدارها 0.42.





الفصل الأول: السمنت البورتلاندي.

المحاضرة الخامسة: حجوم نواتج عملية الأماهة (نظري، 2 ساعة) (الجزء الثاني).

13-1 حرارة الأماهة للسمنت (Heat of Cement Hydration):

تعد كميّاس لكمية الحرارة المنبعثة عند أماهة السمنت كلياً في درجة حرارة معينة، وتقاس بال (جول / غم) أو (سعة/غم) من السمنت غير المتما. أن أماهة السمنت قد تكون مصحوبة بأنبعث حراري قد يصل الى 120 سعة/غم، أن قابلية توصيل الخرسانة للحرارة واطئة نسبياً لذلك فأنها تسلك كمادة عازلة.

أن عملية الأماهة داخل الكتل الخرسانية الضخمة مثل الخزانات والسدود تكون مصحوبة بأنبعث كبير في درجة الحرارة وفي نفس الوقت يفقد السطح الخارجي للكتلة الخرسانية بعض الحرارة لذلك ينشأ أنحدار شديد في درجات الحرارة بين داخل وسطح الكتلة الخرسانية، وأثناء التبريد اللاحق تتولد أحمادات (Stresses) قد تؤدي الى حصول تشققات خطيرة. أن الأنبعث العالي للحرارة يكون مفيداً جداً في الأجواء الباردة حيث تمنع انجماد الماء داخل المسامات الشعرية للخرسانة المصبوبة حديثاً.

يمكن تحديد حرارة الأماهة بموجب متطلبات المواصفة القياسية الأمريكية (-ASTM C186 ASTM C186-82 & 78)، والمواصفة القياسية البريطانية (B.S. 1370: 1974 & B.S. 38: 1978 Part 3: Section 4550)، أن حرارة الأماهة المقاسة = حرارة التفاعلات الكيميائية لعملية الأماهة + حرارة ألتصاق الماء بسطوح جسيمات الجل (ربع الحرارة الكلية للأماهة).
أن حرارة الأماهة للسمنت تعتمد على:





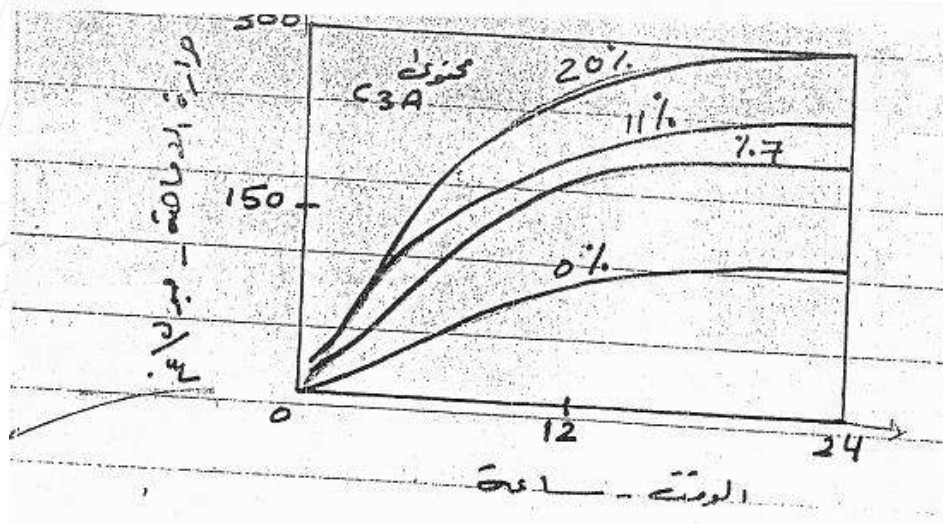
1. تركيبه الكيميائي، أن حرارة الأماهة للسمنت = مجموع حرارة الأماهة للمركبات الفردية عندما تتيمأ بصورة منفصلة. ويمكن حساب مدى مشاركة المركبات الفردية في توليد حرارة الأماهة الكلية من العلاقة التالية:

حرارة الأماهة لغرام واحد من السمنت =

$$136 (C_3S) + 62 (C_2S) + 200 (C_3A) + 30 (C_4AF)$$

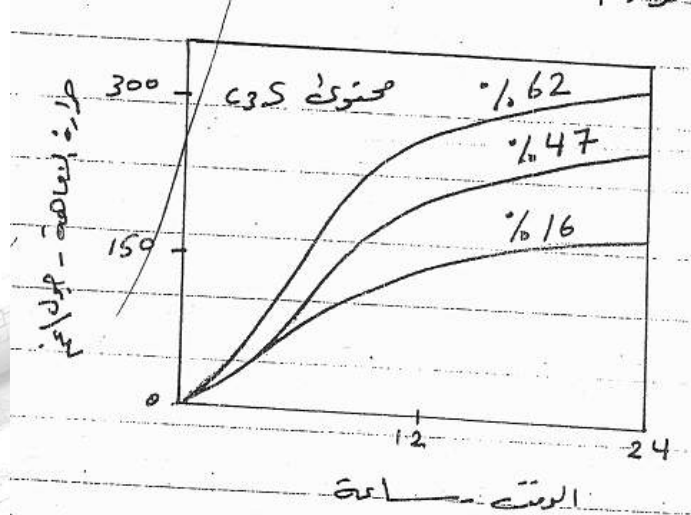
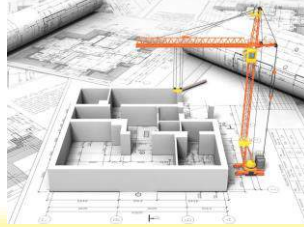
ملاحظة: الكميات داخل الأقواس تمثل النسب المئوية للمركبات الفردية من وزن السمنت.

بما أن المركبات المختلفة من السمنت تتيمأ بسرعات مختلفة في المراحل المبكرة من عملية الأماهة، لذلك فإن معدل سرعة أنبعاث الحرارة والحرارة الكلية تعتمد على مركبات السمنت. يمكن تقليل معدل سرعة توليد الحرارة في الأوقات المبكرة وذلك بتقليل نسبة أكثر المركبات سرعة في التيمأ (C_3A) و (C_3S). أما تأثير المركب C_3A على حرارة الأماهة موضح في الشكل (9-1) أدناه.



شكل (9-1) علاقة حرارة الأماهة مع الزمن (محتوى المركب C_3S ثابت تقريباً).





شكل (10-1) العلاقة بين حرارة الأماهة والزمن للمركب (C_3S).

2. درجة حرارة المحيط، ذات تأثير كبير فزيادتها تزداد كمية الحرارة المنبعثة.
3. نوع السمنت، أن معدل سرعة أنبعث الحرارة للأنواع المختلفة من السمنت وكما موضح

في أدناه:

درجة الحرارة.
أنخفاض معدل أنبعث

- 1-3 السمنت البورتلاندي سريع التصلب.
- 2-3 السمنت البورتلاندي الأعتيادي.
- 3-3 السمنت البورتلاندي المعدل.
- 4-3 السمنت البورتلاندي المقاوم للكبريتات.
- 5-3 السمنت البورتلاندي منخفض الحرارة.

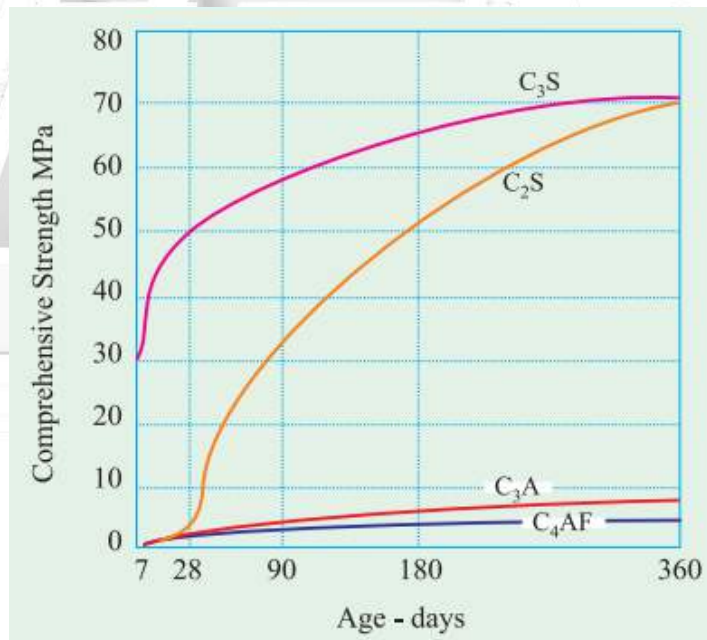




4. نعومة السمنت، بزيادة نعومة السمنت تزداد سرعة التفاعلات الكيميائية لعملية الأماهة أي معدل سرعة أنبعاث الحرارة، ولكن الكمية الكلية للحرارة لا تتأثر.
5. كمية السمنت في الخليط، تؤثر على ارتفاع الحرارة الكلية المتولدة، لذلك يمكن تغيير كمية السمنت في الخلطة لغرض السيطرة على حرارة الأماهة.

14-1 تأثير مركبات السمنت على خواصه:

أن المركبات الرئيسية المسؤولة عن مقاومة السمنت هي الـ (C_2S) والـ (C_3S) ، C_3S يشارك بدرجة أكبر في تطوير المقاومة خلال الـ 4 أسابيع الأولى، في حين C_2S يؤثر على أكتساب المقاومة بعد الـ 4 أسابيع الأولى. وفي عمر سنة تقريباً يشارك المكونين بالتساوي في إعطاء المقاومة النهائية (Ultimate Strength)، كما في الشكل (11-1).



شكل (11-1) علاقة مقاومة الأنضغاط لمركبات السمنت مع الزمن.





بصورة عامة تتواجد سليكات الكالسيوم في السمنت التجاري بشكل غير نقي، وهذه المواد الغير نقية قد تؤثر على معدل سرعة التفاعلات الكيميائية لعملية الأماهة وتطور مقاومة عجينة السمنت. أن تأثير المركبات الرئيسية الأخرى C_3A و C_4AF على تطور المقاومة أقل وضوحاً. أن دور المركب C_3A هو المساهمة بتطوير المقاومة بعمر 1 – 3 أيام، وتقليل المقاومة بعمر متأخر وخصوصاً في السمنت الحاوي على نسبة عالية من C_3A أو C_4AF .

أما دور المركب C_4AF في تطوير مقاومة عجينة السمنت غير واضح ولكن بصورة عامة ليس له مساهمة إيجابية يمكن تقديرها. يمكن تخمين مقاومة السمنت على أساس المركبات الداخلة في تكوينه من العلاقة التالية:

$$a (C_3S) + b (C_2S) + c (C_3A) + d (C_4AF)$$

حيث أن:

- الرموز الكيميائية داخل الأقواس هي نسب المركبات من وزن السمنت.
- الرموز (a, b, c, and d) هي ثوابت تمثل مشاركة % من المركب المتناظر في تطوير مقاومة عجينة السمنت.

بأستعمال هذه المعادلة يمكن تقدير مقاومة عجينة السمنت بسهولة أثناء صناعته، وبهذا ستقل الحاجة الى الفحوصات التقليدية، ولكن من الناحية العملية ظهر أن تأثير المركبات المختلفة ليس دائماً بذى أهمية وأن ذلك يعتمد على العمر وظروف المعالجة. بصورة عامة أن زيادة المركب C_3S يزيد المقاومة الى حد 28 يوم، في حين أن المركب C_2S له تأثير إيجابي على المقاومة في عمر أكثر من سنة.





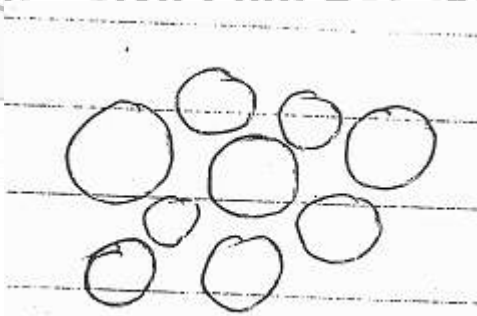
1-14-1 المركبات الثانوية (Secondary Compounds):

أن من أهم المركبات الثانوية الموجودة في السمنت هي القلويات (K_2O) و (Na_2O)، في الأعمار المبكرة 3 – 28 يوم تؤدي هذه المركبات الى زيادة المقاومة بدرجة ضئيلة لكون (K_2O) قابل للذوبان في الماء، وبعد عمر 28 يوماً يقل اكتساب المقاومة مع زيادة محتوى القلويات. حيث تتفاعل القلويات أعلاه مع بعض أجزاء السليكا الفعالة في الركام ويكون الناتج مصحوب بزيادة حجمية كبيرة تؤدي الى تشقق وتلف الكتلة الخرسانية.

15-1 المقاومة الميكانيكية لجل السمنت (Mechanical Strength of Cement Gel):

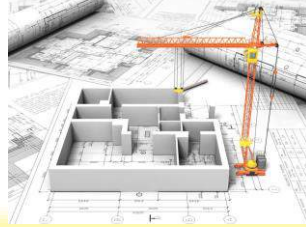
أن الدراسات الحديثة تبين بأن التصلب واكتساب المقاومة يحصل بتحول مادة الترابط الناتجة عن الأماهة الى كتلة متشابكة وصلبة تحل تدريجياً محل ماء الخلط المتواجد بين حبيبات السمنت وبهذا يتم ربط كتلة المركب السمنتي مع بعضها البعض وكما يلي:

1. إضافة الماء الذي يحيط بحبيبات السمنت كما مبين في الشكل (12-1) أدناه.

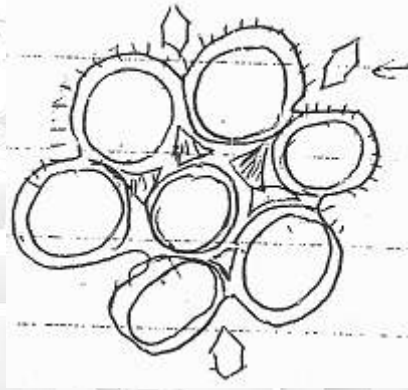


شكل (12-1) إضافة الماء الى حبيبات السمنت.

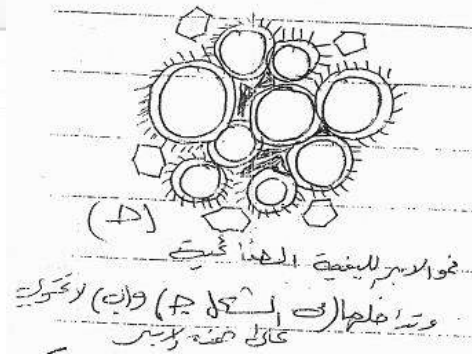




2. خلال ساعتين من إضافة الماء الى حبيبات السمنت، تحاط حبيبات السمنت بغلاف جيلاتيني من المواد المتينة وتتصل مع بعضها البعض في نقاط التماس السطحية عن طريق هذا الغلاف مكونة شبكة متصلة مع بعضها بواسطة قوة لاصقة ضعيفة تسبب فقدان اللدونة في هذه المرحلة وتؤدي الى ما يعرف بالتجمد، علماً أنه من الممكن لهذا الهيكل الانفصال ببساطة ومن ثم التجمد مرة ثانية وبسرعة عند إعادة تكتل حبيبات السمنت كما في الشكل (13-1) أدناه.



شكل (13-1) ظهور غلاف الجل حول حبيبات الجل مع وضوح بلورات Ca(OH)_2 .



شكل (14-1) نمو الأبر الليفية الصفاقية وتداخلها.





3. تطور المقاومة خلال فترة التصلب يبدأ بعد 3 – 5 ساعات من إضافة الماء

ويكون مقترناً بتغير ملحوظ في البنية المجهرية للسمنت.

فالغلاف الأولي للجل يكون بيئة بروتات سطحية ورفيعة بشكل أبري مشعة من حبيبة السمنت، وبمرور الوقت ينمو الى كتلة ليفية رقيقة القوام كثيفة ومتشابكة كما في الشكل (1-13). أن هذه الأبر الليفية المتكونة هي جل سليكات الكالسيوم المتيمأة (C-S-H) والنتيجة من تفاعل السليكات في السمنت مع الماء، وبنفس الوقت فإن هايدروكسيد الكالسيوم يترسب في الهيكل كنتاج ثانوي ويكون بشكل بلورات زاوية.

وباستمرار عملية الأماهة فإن الأبر الليفية للجل تتداخل مع بعضها البعض في المناطق المحيطة بحبيبات السمنت المتجاورة مكونة شبكة متداخلة والتي سوف تؤدي بالنتيجة الى الأندماج وتشكل مادة رابطة صلبة لها القابلية على ربط:

(a) النواتج المتبلورة من عملية الأماهة.

(b) حبيبات السمنت غير المتيمأة.

(c) الحصى والرمل في الخرسانة.

أن تفاصيل تكوين ألياف الجل لسليكات الكالسيوم المتيمأة لاتزال غير واضحة. أن المصدر الفعلي لمقاومة جل السمنت غير واضح كلياً ولكن من المحتمل أن ينشأ من نوعين من الروابط التماسكية (Cohesive Bonds):

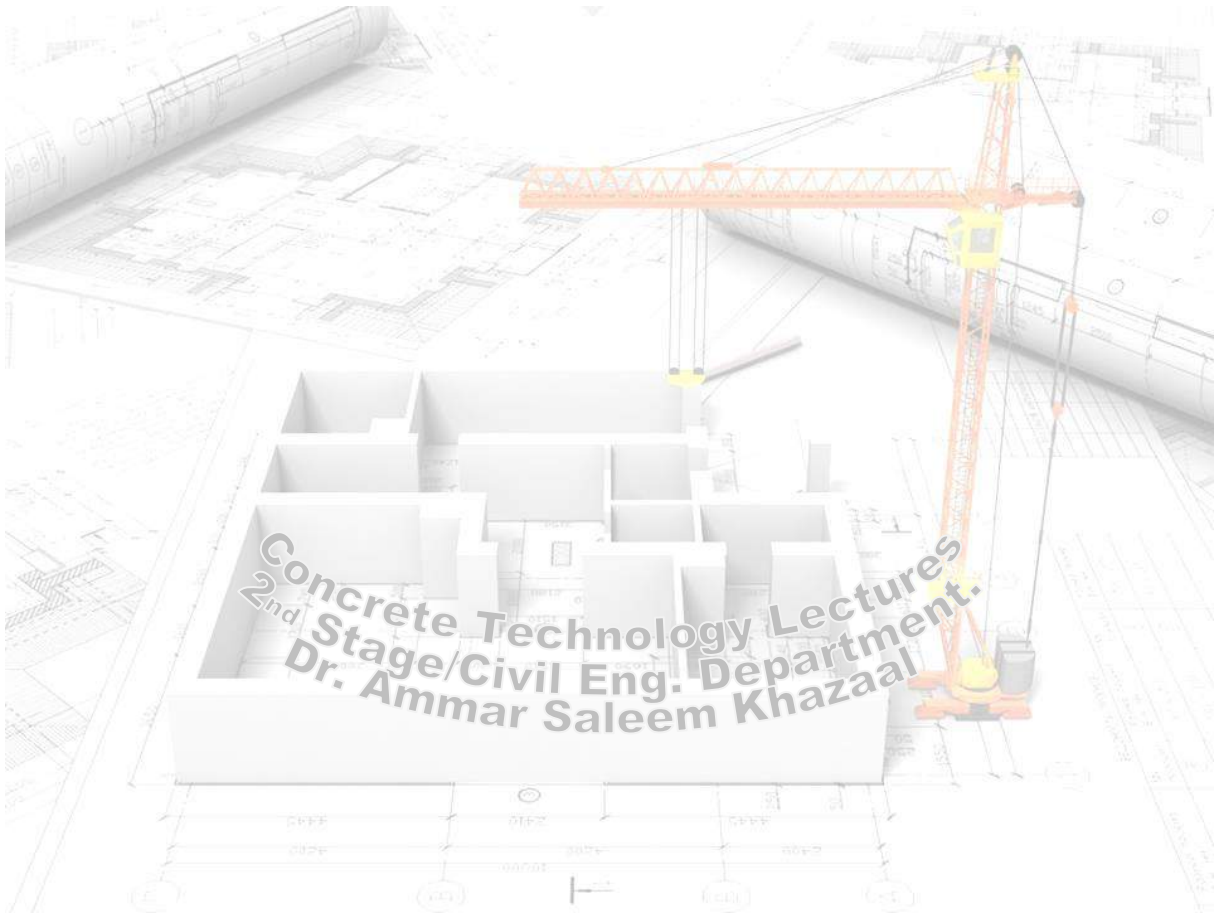
(i) التجاذب الفيزيائي (Physical Attraction) بين السطوح الصلبة المنفصلة

فقط بمسامات الجل الصغيرة والذي يعرف بقوى فاندر فالز.





(ii) الروابط الكيميائية (Chemical Bonds)، جسيمات الجل تكون مرتبطة
بقوى كيميائية أقوى بكثير من قوى فاندر فالز، ولكن الروابط الكيميائية تغطي
جزء صغير فقط من حدود جسيمات الجل.





الفصل الثاني: أنواع السمنت البورتلاندي (Types of Portland Cement).

المحاضرة السادسة: فحوصات السمنت (نظري، 2 ساعة).

Testing of cement can be brought under two categories:

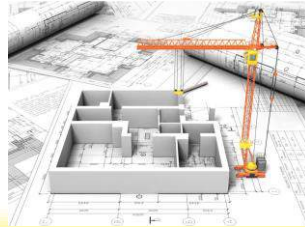
1. Field testing.
2. Laboratory testing.

1-15 Field Testing:

It is sufficient to subject the cement to field tests when it is used for minor works. The following are the field tests:

- a) Open the bag and take a good look at the cement. There should not be any visible lumps. The color of cement should normally be greenish grey.
- b) Thrust your hand into the cement bag. It must give you a cool feeling. There should not be any lump inside.
- c) Take a pinch of cement and feel-between the fingers. It should give a smooth and not a gritty feeling.
- d) Take a handful of cement and throw it on a bucket full of water, the particles should float for some time before they sink.
- e) Take about 100 grams of cement and a small quantity of water and make a stiff paste. From the stiff paste, pat a cake with sharp edges. Put it on a glass plate and slowly take it under water in a bucket. See that the shape of the cake is not disturbed while taking it down to the bottom of the bucket. After 24 hours the





cake should retain its original shape and at the same time should also set and attain some strength.

If a sample of cement satisfies the above field tests it may be concluded that the cement is not bad. The above tests do not really indicate that the cement is really good for important works. For using cement in important and major works it is incumbent on the part of the user to test the cement in the laboratory to confirm the requirements of the standards with respect to its physical and chemical properties. No doubt, such confirmations will have been done at the factory laboratory before the production comes out from the factory, but the cement may go bad during transportation and storage prior to its use in works.

1-16 Laboratory Testing:

The following tests are usually conducted in the laboratory;

- i. Fineness Test.
- ii. Setting Time Test.
- iii. Strength Test.
- iv. Soundness Test.
- v. Chemical Composition Test.

1-16-1 Fineness Test:

The fineness of cement has an important bearing on the rate of hydration and hence on the rate of gain strength and also on the rate of evolution of heat. Finer cement offers a greater surface area for hydration





and hence faster the development of strength as in Fig. (1-15). The fineness of grinding has increased over the years, but now it has got nearly stabilized. Different cements are ground to different fineness. The disadvantages of fine grinding is that it is susceptible to air set and early deterioration. Maximum number of particles in sample of cement should have a size less than about 100 microns.

The particle size fraction below 3 microns has been found to have the predominant effect on the strength at one day while 3-25 micron fraction has a major influence on the 28 days strength. Increase in fineness of cement is also found to increase the drying shrinkage of concrete.

In commercial cement it is suggested that there should be about 25-30% of particles of less than 7 micron in size. Fineness of cement is tested in two ways;

- a) By sieving.
- b) By determination of specific surface (total surface area of all the particles in one gram of cement) by air permeability apparatus. Expressed as cm^2/gm or m^2/kg . Generally Blaine Air-Permeability apparatus is used.



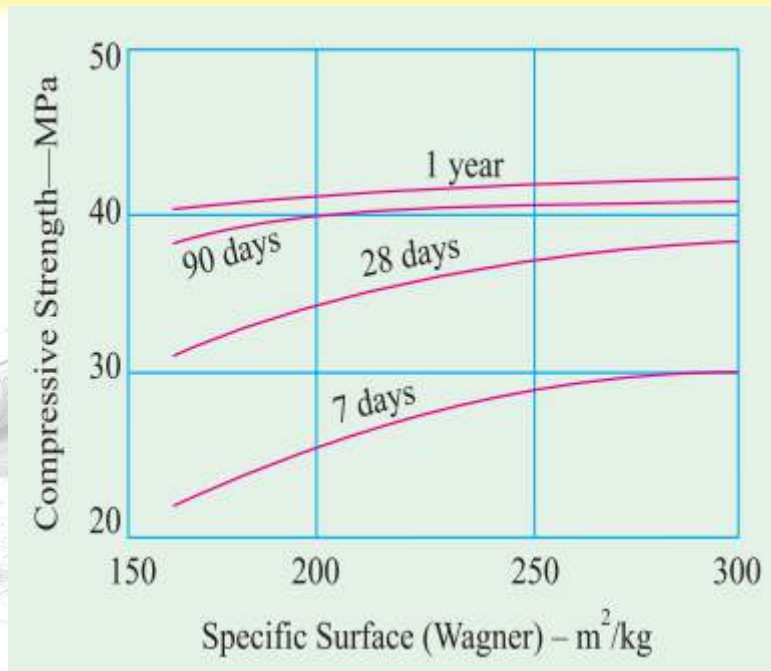
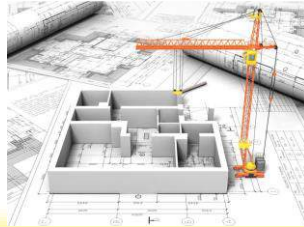


Fig. (1-15) Relation between specific surface area and compressive strength.

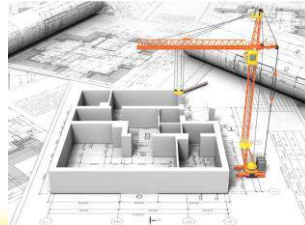
1-16-1-1 Sieve Test:

Weigh correctly 100 grams of cement and take it on a standard IS sieve # 9 (90 microns), break down the air set lumps in the sample with the fingers, and continuously sieve the sample giving circular and vertical motion for a period of 15 minutes. Mechanical sieving devices may also be used. Weigh the residue left on the sieve, this weight shall not exceed 10% for ordinary cement. Sieve test is rarely used.

1-16-1-2 Air Permeability Method:

This method of test covers the procedure for determining the fineness of cement as represented by specific surface expressed as total surface area in cm²/gm of cement or m²/kg. Air permeability apparatus is shown in Fig. (1-16), this apparatus can be used for measuring the specific surface of cement. The principle is based on the relation between the flow of air through the cement bed and the surface area of the particles





comprising the cement bed. From this the surface area per unit weight of the body material can be related to the permeability of a bed of a given porosity.

The cement bed in the permeability cell is 1 cm high and 2.5 cm in diameter. Knowing the density of cement, the weight required to make a cement bed of porosity of 0.475 can be calculated. This quantity of cement is placed in the permeability cell in a standard manner. Slowly pass on air through the cement bed at a constant velocity. Adjust the rate of air flow until the flowmeter shows a difference in level of 30-50 cm.

Read the difference in level h_1 of the manometer and the difference in level h_2 of the flowmeter. Repeat these observations to ensure that steady conditions have been obtained as shown by a constant value of (h_1/h_2) . Specific surface S_w is calculated from the following formula;

$$S_w = K \sqrt{\frac{h_1}{h_2}}$$

$$K = \frac{14}{d(1 - \xi)} \sqrt{\frac{\xi^3 A}{CL}}$$

Where,

ξ ; Porosity, i.e., 0.475.

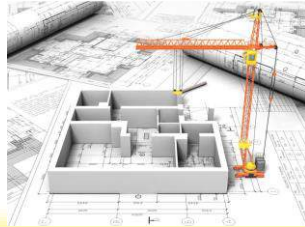
A = Area of the cement bed.

L = Length of cement bed (cm).

d = Density of cement.

C = Flowmeter constant.





Fineness can also be measured by Blaine air permeability apparatus, and this method is more commonly employed in Iraq. Fig. (1-17) shows the sketch of Blaine type air permeability apparatus.

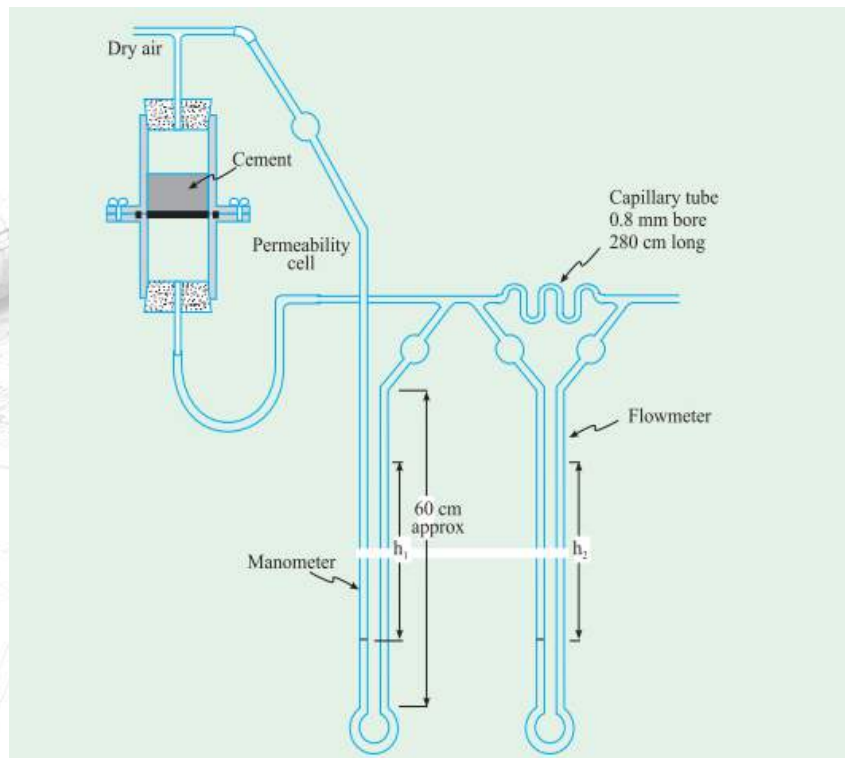


Fig. (1-16) Air Permeability Apparatus.



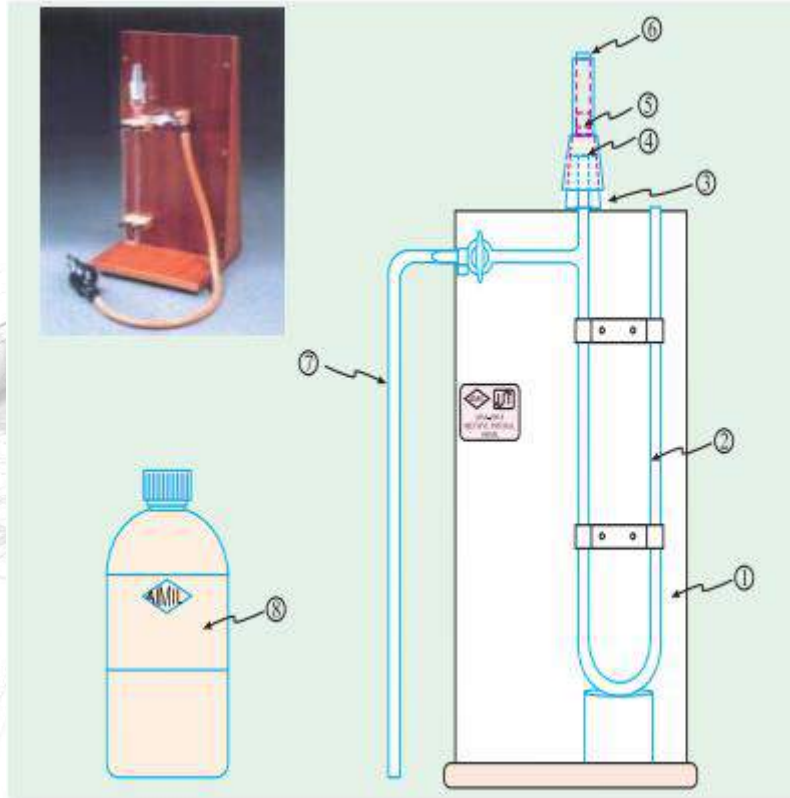
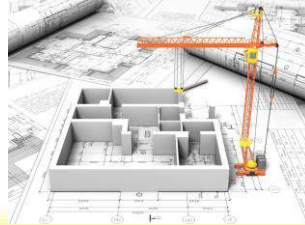


Fig. (1-17) Blaine Air Permeability Apparatus.

1-17 Standard Consistency Test:

For finding out initial setting time, final setting time and soundness of cement, and strength a parameter known as standard consistency has to be used. It is pertinent at this stage to describe the procedure of conducting standard consistency test. The standard consistency of a cement paste is defined as that consistency which will permit a Vicat Plunger having 10 mm diameter and 50 mm length to penetrate to a depth of 33-35 mm from the top of the mould shown in Fig. (1-18). The apparatus is called Vicat Apparatus. This apparatus is used to find out the percentage of water required to produce a cement paste of standard consistency. The standard consistency of a cement paste is sometime called normal consistency (CPNC).





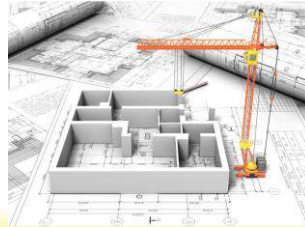
The following procedure is adopted to find out standard consistency. Take about 500 grams of cement and prepare a paste with a weighed quantity of water (say 24% by weight of cement) for the first trial. The paste must be prepared in a standard manner and filled into the Vicat mould within 3-5 minutes. After completely filling the mould, shake the mould to expel the air. A standard plunger 10 mm diameter and 50 mm long is attached and brought down to touch the surface of the paste in the test block and quickly released allowing it to sink into the paste by its own weight. Take the reading by noting the depth of penetration of the plunger. Conduct a second trial (say 25% of water) and find out the depth of penetration of plunger. Similarly, conduct trials with higher and higher water cement ratios till such time the plunger penetrates for a depth of 33-35 mm from the top. That particular percentage of water which allows the plunger to penetrate only to a depth of 33-35 mm from the top is known as the percentage of water required to produce a cement paste of standard consistency. This percentage is usually denoted as P. The test is required to be conducted in a constant temperature ($27 \pm 2^\circ\text{C}$) and constant humidity 90%.

1-18 Setting Time:

An arbitrary division has been made for the setting time of cement as initial setting time and final setting time. It is difficult to draw a rigid line between these two arbitrary divisions. For convenience, initial setting time is regarded as the time elapsed between the moment that the water is added to the cement, to the time that the paste starts losing its plasticity. The final setting time is the time elapsed between the moment the water is added to the cement, and the time when the paste has completely lost its plasticity and has attained sufficient firmness to resist certain definite pressure.

In actual construction dealing with cement paste, mortar or concrete certain time is required for mixing, transporting, placing, compacting and finishing. During this time cement paste, mortar, or concrete should be in





plastic condition. The time interval for which the cement products remain in plastic condition is known as the initial setting time. Normally a minimum of 30 minutes is given for mixing and handling operations. The constituents and fineness of cement is maintained in such a way that the concrete remains in plastic condition for certain minimum time. Once the concrete is placed in the final position, compacted and finished, it should lose its plasticity in the earliest possible time so that it is least vulnerable to damages from external destructive agencies. This time should not be more than 10 hours which is often referred to as final setting time.

The Vicat apparatus shown in Figs. (1-18) & (1-19) is used for setting time test also. The following procedure is adopted. Take a 500 grams of cement sample and gauge it with 0.85 times the water required to produce cement paste of standard consistency (0.85 P). The paste shall be gauged and filled into the Vicat mould in specified manner within 3-5 minutes. Start the stop watch the moment water is added to the cement. The temperature of water and that of the test room, at the time of gauging shall be within $(27 \pm 2 ^\circ\text{C})$.

Concrete Technology Lectures
2nd Stage/Civil Eng. Department.
Dr. Ammar Saleem Khazaal



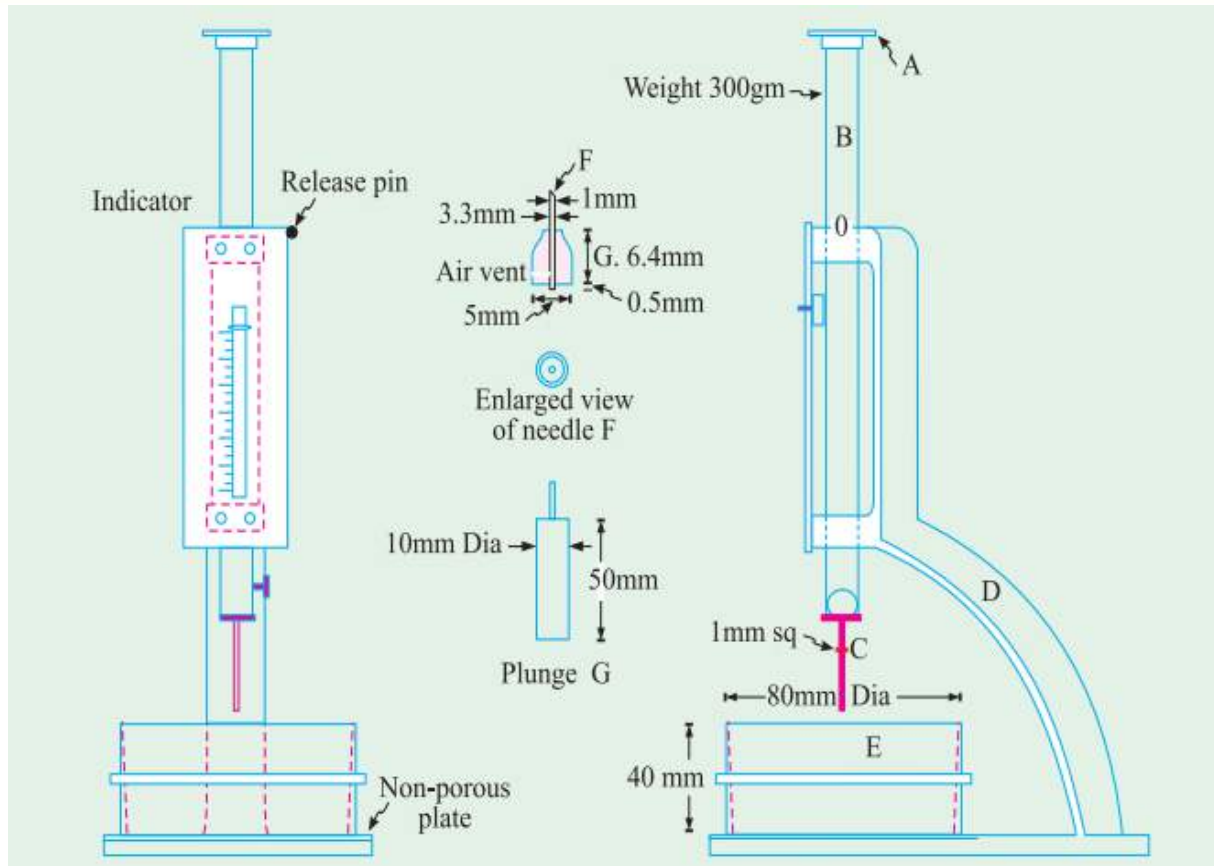
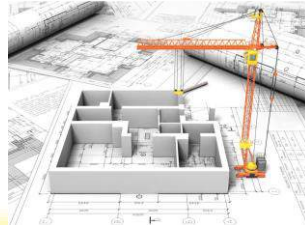


Fig. (1-18) Vicat Appartus.





Fig. (1-19): Left Vicat apparatus and its accessories. Right; Automatic Vicat apparatus.

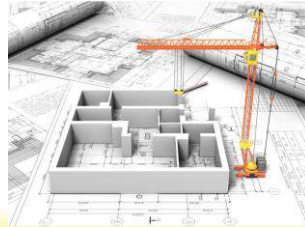
1-18-1 Initial Setting Time:

Lower the needle (C) gently and bring it in contact with the surface of the test block and quickly release. Allow it to penetrate into the test block. In the beginning, the needle will completely pierce through the test block, but after sometime when the paste starts losing its plasticity, the needle may penetrate only to a depth of 33-35 mm from the top. The period elapsing between the time when water is added to the cement and the time at which the needle penetrates the test block to a depth equal to 33-35 mm from the top is taken as initial setting time.

1-18-2 Final Setting Time:

Replace the needle (C) of the Vicat apparatus by a circular attachment (F) shown in the Fig. (1-18). The cement shall be considered as finally set when, upon, lowering the attachment gently cover the surface of the test block, the center needle makes an impression, while the circular cutting





edge of the attachment fails to do so. In other words, the paste has attained such hardness that the center needle does not pierce through the paste more than 0.5 mm.

1-19 Strength Test:

The compressive strength of hardened cement is the most important of all the properties. Therefore, it is not surprising that the cement is always tested for its strength at the laboratory before the cement is used in important works. Strength tests are not made on neat cement paste because of difficulties of excessive shrinkage and subsequent cracking of neat cement. Strength of cement is indirectly found on cement sand mortar in specific proportions. The standard sand is used for finding the strength of cement. It shall conform to IQS # 5/1984. Take 555 grams of standard sand, 185 grams of cement (i.e., ratio of cement to sand is 1:3) in a non-porous enamel tray and mix them with a trowel for one minute, then add water of quantity $[(P/4) + 3]$ percent of combined weight of cement and sand and mix the three ingredients thoroughly until the mixture is of uniform color. The time of mixing should not be less than 3 minutes nor more than 4 minutes. Immediately after mixing, the mortar is filled into a cube mould of size 7.06 cm. The area of the face of the cube will be equal to 50 cm². Compact the mortar either by hand compaction in a standard specified manner or on the vibrating equipment (12000 RPM) for 2 minutes as shown in Fig. (1-20).

Keep the compacted cube in the mould at a temperature of $(27 \pm 2^\circ \text{C})$ and at least 90% relative humidity for 24 hours. Where the facility of standard temperature and humidity room is not available, the cube may be kept under wet gunny bag to simulate 90% relative humidity. After 24 hours the cubes are removed from the mould and immersed in clean fresh water until taken out for testing.

Three cubes are tested for compressive strength at the periods of 3, 7, and 28 days. The periods being reckoned from the completion of vibration.





The compressive strength shall be the average of the strengths of the three cubes for each period respectively.

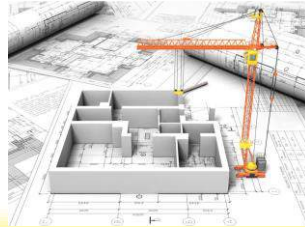


Fig. (1-20) Moulding of 70.7 mm mortar cube vibrating machine.

1-20 Soundness Test:

It is very important that the cement after setting shall not undergo any appreciable change of volume. Certain cements have been found to undergo a large expansion after setting causing disruption of the set and hardened mass. This will cause serious difficulties for the durability of structures when such cement is used. The testing of soundness of cement, to ensure that the cement does not show any appreciable subsequent expansion is of prime importance. The unsoundness in cement is due to the presence of excess of lime than that could be combined with acidic oxide at the kiln. This is also due to inadequate burning or insufficiency in fineness of grinding or through mixing of raw materials. It is also likely that too high a proportion of magnesium content or calcium sulphate





content may cause unsoundness in cement. For this reason the magnesia content allowed in cement is limited to 6%. It can be recalled that to prevent flash set, calcium sulphate is added to the clinker while grinding.

The quantity of gypsum added will vary from 3 to 5% depending upon C_3A content. If the addition of gypsum is more than that could be combined with C_3A , excess of gypsum will remain in the cement in free state. This excess of gypsum leads to an expansion and consequent disruption of the set cement paste.

Unsoundness in cement is due to excess of lime, excess of magnesia or excessive proportion of sulphates. Unsoundness in cement does not come to surface for a considerable period of time. Therefore, accelerated tests are required to detect it. There are number of such tests in common use. The apparatus is showing in Fig.(1-21), it consists of a small split cylinder of spring brass or other suitable metal. It is 30 mm in diameter and 30 mm high. On either side of the split are attached two indicator arms 165 mm long with pointed ends. Cement is gauged with 0.78 times the water required for standard consistency (0.78 P), in a standard manner and filled into the mould kept on a glass plate. The mould is covered on the top with another glass plate. The whole assembly is immersed in water at a temperature of $27 - 32^\circ\text{C}$ and kept there for 24 hours.

Measure the distance between the indicator points. Submerge the mould again in water. Heat the water and bring to boiling point in about 25-30 minutes and keep it boiling for 3 hours. Remove the mould from the water, allow it to cool and measure the distance between the indicator points. The difference between these two measurements represents the expansion of cement. This must not exceed 10 mm for ordinary, rapid hardening and low heat Portland cements. If in case the expansion is more than 10 mm as tested above, the cement is said to be unsound.

The Le Chatelier test detects unsoundness due to free lime only. This method of testing does not indicate the presence and after effect of the excess of magnesia. Iraqi standard specification stipulates that a cement





having a magnesia content of more than 5% shall be tested for soundness by Autoclave test which is sensitive to both free magnesia and free lime. In this test a neat cement specimen 25×25 mm is placed in a standard autoclave and the steam pressure inside the autoclave is raised in such a rate as to bring the gauge pressure of the steam to 21 kg/cm^2 in 1 to 1.25 hour from the time the heat is turned on. This pressure is maintained for 3 hours. The autoclave is cooled and the length measured again. The high steam pressure accelerates the hydration of both magnesia and lime. The apparatus is showing in Fig. (1-22).

No satisfactory test is available for deduction of unsoundness due to an excess of calcium sulphate, but its content can be easily determined by chemical analysis. Automatic/manual 5 litre mortar mixer is showing in Fig. (1-23).

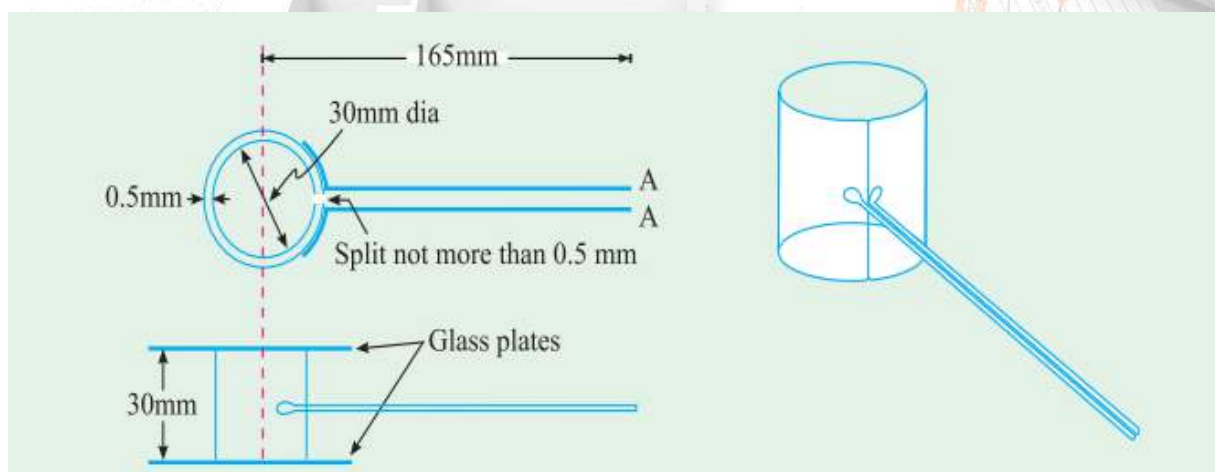


Fig. (1-21) Unsoundness in cement testing apparatus.





Fig. (1-22) Autoclave Test Appartus.

Concrete Technology Lectures
2nd Stage/Civil Eng. Department.
Dr. Ammar Saleem Khazaal



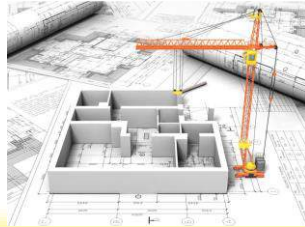


Fig. (1-23) Automatic/manual 5 litre mortar mixer.

1-21 Heat of Hydration:

The reaction of cement with water is exothermic, and this reaction liberates a considerable quantity of heat. This can be easily observed if a cement is gauged with water and placed in a thermos flask. Much attention has been paid to the heat evolved during the hydration of cement in the interior of mass concrete dams. It is estimated that about 120 calories of heat is generated in the hydration of 1 gram of cement. From this it can be assessed the total quantum of heat produced in a conservative system such as the interior of a mass concrete dam. A temperature rise of 50 °C has been observed. This unduly high temperature developed at the interior of a concrete dam causes serious expansion of the body of the dam and with the subsequent cooling considerable shrinkage takes place resulting in serious cracking of concrete.





The use of lean mix, use of pozzolanic cement, artificial cooling of constituent materials and incorporation of pipe system in the body of the dam as the concrete work progresses for circulating cold brine solution through the pipe system to absorb the heat, are some of the methods adopted to offset the heat generation in the body of dams due to heat of hydration of cement.

Test of heat of hydration is essentially required to be carried out for low heat cement only. This test is carried out over a few days by vacuum flask methods, or over a longer period in an adiabatic calorimeter. When tested in a standard manner the heat of hydration of low heat Portland cement shall not be more than 65 cal/gm at 7 days, and 75 cal/gm at 28 days. Heat of hydration apparatus is showing in Fig. (1-24).



Fig. (1-24) Heat of hydration apparatus.





1-22 Chemical Composition Test:

A fairly detailed discussion has been given earlier regarding the chemical composition of cement. Both oxide composition and compound composition of cement have been discussed. At this stage it is sufficient to give the limits of chemical requirements.

Ratio of percentage of lime to percentage of silica, alumina and iron oxide, when calculated by the formula;

$$\frac{CaO - 0.7 SO_3}{2.8 SiO_2 + 1.2 Al_2O_3 + 0.65 Fe_2O_3} \quad (\text{Not greater than 1.02 and not less than 0.66}).$$

The above is called lime saturation factor.

Concrete Technology Lectures
2nd Stage/Civil Eng. Department.
Dr. Ammar Saleem Khazaal





الفصل الثاني: أنواع السمنت البورتلاندي (Types of Portland Cement).

المحاضرة السابعة: أنواع السمنت البورتلاندي (نظري، 2 ساعة) (الجزء الأول).

1-2 أنواع السمنت (Types of Cement):

1. السمنت البورتلاندي الاعتيادي (Ordinary Portland Cement).

يستعمل في المنشآت الخرسانية غير المعرضة لتأثير الأملاح الكبريتية في التربة أو المياه الجوفية. متطلبات التركيب الكيميائي حسب المواصفة القياسية العراقية رقم 5 لسنة 1984:

1-1 معامل الأشباع الجيري (Lime Saturation Factor).

يحدد هذا المعامل للتأكد من أن كمية الجير الحر في المواد الأولية المستعملة في تصنيع السمنت ليست عالية بحيث تسبب ظهور جير حر بعد حصول التوازن الكيميائي. يتم حسابه من المعادلة التالية:

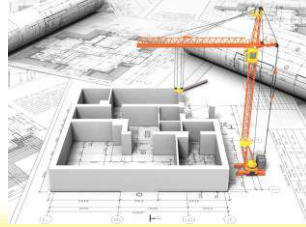
$$\frac{\text{CaO} - 0.7 (\text{SO}_3)}{2.8 (\text{SiO}_2) + 1.2 (\text{Al}_2\text{O}_3) + 0.65 (\text{Fe}_2\text{O}_3)}$$

الرموز داخل الأقواس تمثل النسب المئوية لمركبات السمنت من وزنه. الحد الأعلى لمعامل الأشباع الجيري 1.02 والحد الأدنى 0.66.

1-1 نسبة (Al₂O₃/Fe₂O₃) لا تقل عن 0.66.

2-1 المخلفات غير الذائبة لا تزيد عن 1.5%.





3-1 نسبة (SO_3) تحدد بمقدار 2.5% كحد أعلى عندما تكون نسبة ألومينات ثلاثي الكالسيوم (C_3A) أقل أو مساوية الى 7%، أو 3% عندما تكون نسبة ألومينات ثلاثي الكالسيوم (C_3A) أكبر من 7%.

4-1 نسبة الفقدان أثناء الأيقاد 4% كحد أعلى.

5-1 الحد الأعلى للمغنيسيا (MgO) هو 4% للمواصفة القياسية البريطانية، و 5% للمواصفة القياسية العراقية.

2. السمنت البورتلاندي المعدل (Modified Portland Cement).

في بعض الاستعمالات ربما تكون المقاومة المبكرة الواطئة جداً – سلبية –، لهذا السبب فقد أستحدث السمنت البورتلاندي المعدل في الولايات المتحدة. أن لهذا السمنت سرعة أنبعاث حرارة أعلى من معدل الأنبعاث الحارري للسمنت البورتلاندي منخفض الحرارة، ومعدل اكتساب مقاومة مشابه للسمنت البورتلاندي الاعتيادي. ينصح بأستخدام السمنت البورتلاندي المعدل في المنشآت التي يفضل أن تكون الحرارة المنبعثة فيها معتدلة، أو عند حدوث هجوم معتدل للأملاح الكبريتية.

3. السمنت البورتلاندي سريع التصلب (Rapid Hardening Portland Cement).

يستعمل السمنت البورتلاندي سريع التصلب للحصول على مقاومة مبكرة عالية، على سبيل

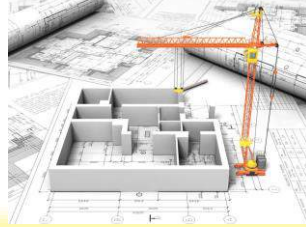
المثال:

3-1 عندما يراد رفع القوالب الخشبية مبكراً لغرض إعادة أستعمالها في أماكن أخرى.

3-2 صناعة البلوكات الخرسانية والوحدات الجاهزة كي يمكن نقل هذه المنتجات بعد فترة قصيرة من صيها.

3-3 في الأرصفة والأماكن التي لايمكن غلقها طويلاً.





4-3 في أعمال الصيانة المراد أكملها بسرعة.

5-3 في الأجواء الباردة لمنع أنجماد الماء داخل المسامات الشعرية.

مميزات السمنت البورتلاندي سريع التصلب:

- (i) يطور اكتساب المقاومة بصورة أسرع من السمنت البورتلاندي الاعتيادي.
- (ii) زمن التجمد لهذا السمنت مماثل للسمنت البورتلاندي الاعتيادي.
- (iii) مقاومته بعمر 3 أيام تعادل مقاومة السمنت البورتلاندي الاعتيادي بعمر 7 أيام وبأستعمال نفس نسبة الماء / المواد السمنتية.
- (iv) متطلبات ثبات الحجم والتركيب الكيميائي مشابه للسمنت البورتلاندي الاعتيادي.
- (v) معدل سرعة أنبعاث الحرارة أعلى من السمنت البورتلاندي الاعتيادي وذلك لزيادة محتوى (C_3S) و (C_3A) .

أن زيادة معدل اكتساب المقاومة يتأتى من:

1. زيادة محتوى المركب (C_3S) .
2. الطحن الناعم لكنكر السمنت، حيث أن الحد الأدنى لنعومة السمنت البورتلاندي سريع التصلب هو 3250 سم²/غم حسب متطلبات المواصفة القياسية العراقية رقم 5 لسنة 1984.

ملاحظة مهمة: لا يستعمل السمنت البورتلاندي سريع التصلب في إنتاج الكتل الخرسانية الضخمة.



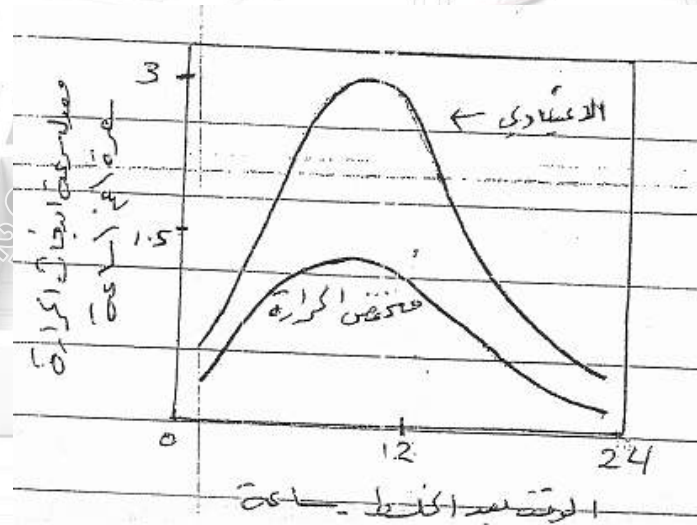


4. السمنت البورتلاندي منخفض الحرارة (Low Heat Portland Cement).

يستعمل هذا النوع من السمنت البورتلاندي في الكتل الخرسانية الضخمة. أن ارتفاع درجات الحرارة في داخل الكتلة الخرسانية الضخمة الناتجة عن تطور حرارة الأماهة للسمنت قد يؤدي الى تشققات خطيرة، لهذا السبب يصبح من الضروري تحديد معدل سرعة أنبعاث الحرارة في هذا النوع من المنشأ ويتم ذلك باستعمال السمنت البورتلاندي منخفض الحرارة.

يجوي هذا النوع من السمنت البورتلاندي على نسب أقل من (C_3S) و (C_3A) ونسبة أعلى من (C_2S) ، مقارنةً بالسمنت البورتلاندي الاعتيادي. من خواص هذا السمنت:

1-4 أنه يقلل من أنبعاث حرارة الأماهة كما في الشكل (1-13) أدناه.



شكل (1-2) العلاقة بين معدل سرعة أنبعاث الحرارة والزمن للسمنت البورتلاندي
الاعتيادي والمنخفض الحرارة.





2-4 يقلل من مقاومة الخرسانة في الأوقات المبكرة.

3-4 المساحة السطحية النوعية لا تقل عن 3200 سم²/غم، حسب المواصفة القياسية البريطانية (B.S. 1370: 1974).

4-4 تحدد المواصفة القياسية البريطانية (B.S. 1370: 1974) حرارة الأماهة لهذا النوع من السمنت بمقدار:

- 60 سعرة/ غم بعمر 7 أيام.

- 70 سعرة/ غم بعمر 28 يوماً.

5. السمنت البورتلاندي المقاوم للكبريتات (Sulphate Resisting Portland Cement).

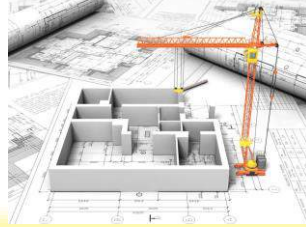
يحتوي هذا النوع من السمنت البورتلاندي على نسب أقل من مركبات C_3A و C_4AF (أكثر مركبات السمنت تأثراً بالأملاح الكبريتية)، وعلى نسب أعلى من السليكات مقارنةً بالسمنت البورتلاندي الاعتيادي. في هذا النوع من السمنت يشكل المركب (C_2S) نسبة عالية من وزن السليكات. من خواص هذا النوع من السمنت:

1-5 المقاومة المبكرة له واطئة.

2-5 حرارة الأماهة الناتجة منه أعلى بقليل من تلك الناتجة من السمنت البورتلاندي منخفض الحرارة.

3-5 كلفة إنتاجه أعلى من السمنت البورتلاندي الاعتيادي بسبب المتطلبات الخاصة في تركيب المواد.





2-2 هجوم الأملاح الكبريتية (Sulphate Attack):

في السمنت المتصلب يكون هجوم الأملاح الكبريتية على نوعين:

1. تفاعل ألومينات الكالسيوم المائية (قبل تحولها الى الحالة الثابتة والمستقرة C_3AH_6 والتي تكون مقاومتها للكبريتات عالية جداً) مع أملاح الكبريتات الموجودة في الماء، التربة، أو المياه الجوفية، وناتج التفاعل هو سلفو ألومينات الكالسيوم المائية المتكونة ضمن هيكل عجينة السمنت المتينة، وبما أن هذه الزيادة في حجم المواد المتفاعلة هي بحدود 227%، فإن ذلك سوف يؤدي الى تشقق تدريجي في الخرسانة.
2. التبادل الذي يحصل بين $Ca(OH)_2$ (الناتج من عملية أمانة السليكات) والكبريتات، مؤدياً الى تكوين الجبس مع زيادة في حجم المواد المتفاعلة مقدارها 124%.

أن دور المركب C_4AF غير واضح تماماً من الناحية الكيميائية عند تفاعله مع الكبريتات، ويتوقع أن ينتج عن ذلك سلفو ألومينات الكالسيوم بالإضافة الى سلفو فيرايت الكالسيوم مسبباً التمدد. تحدد المواصفة القياسية العراقية رقم 6 لسنة 1984 المتطلبات التالية:

- (i) الحد الأعلى لمحتوى C_3A بمقدار 3.5%.
- (ii) الحد الأدنى للنعومة بمقدار 2500 سم²/غم.





الفصل الثاني: أنواع السمنت البورتلاندي (Types of Portland Cement).

المحاضرة الثامنة: أنواع السمنت البورتلاندي (نظري، 2 ساعة) (الجزء الثاني).

6. السمنت البورتلاندي خبث الأفران العالية (Portland Blast Furnace Slag) (Cement).

يصنع السمنت البورتلاندي خبث الأفران العالية من طحن كلنكر السمنت البورتلاندي الأعتيادي مع إضافة حبيبات خبث الفرن العالي والجبس للسيطرة على عملية التجمد. أن الخبث هو عبارة عن فضلات صناعية ناتجة أثناء صناعة حديد الزهر. التركيب الكيميائي للخبث كما في الجدول (1-2) أدناه:

جدول (1-2) التركيب الكيميائي للخبث.

ت	المركب	النسبة المئوية	الملاحظات
1.	جير	42	نفس مكونات السمنت ولكن بنسب مختلفة
2.	سليكا	30	
3.	ألومينا	19	
4.	مغنيسيا	5	
5.	قلويات	1	

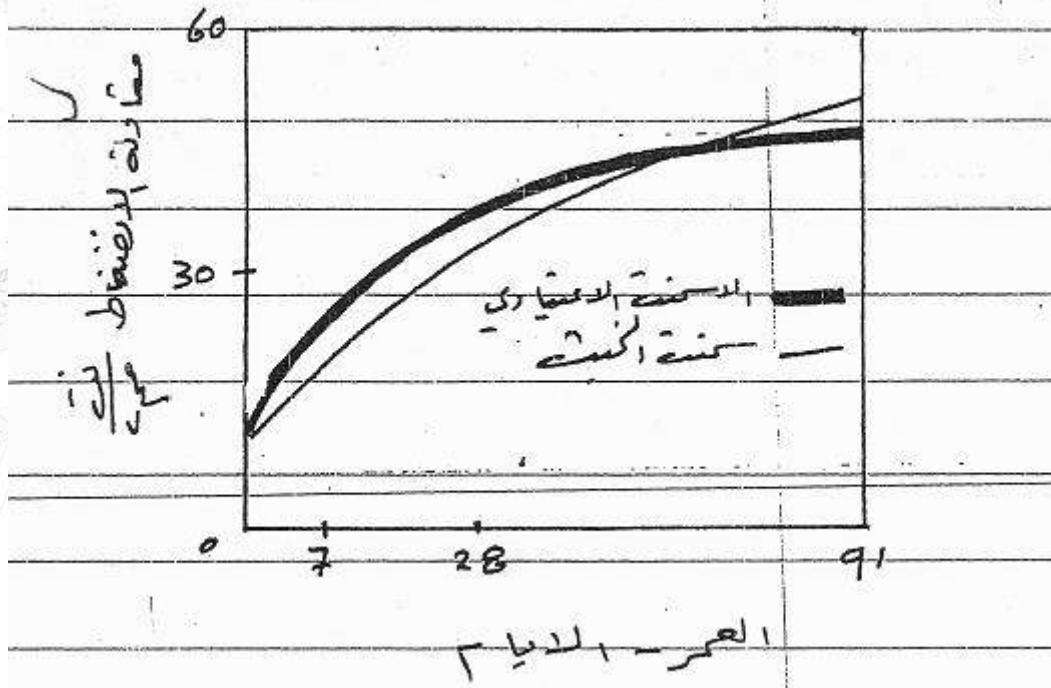




تختلف نسبة الخبث الداخلة في تركيب هذا النوع من السمنت. المواصفة القياسية البريطانية (B.S. 146: 1974) تحدد الحد الأعلى لنسبة الخبث بمقدار 65%، والمواصفة القياسية الأمريكية (ASTM C595-76) تحدد النسبة بين 25-65%.

خواص السمنت البورتلاندي خبث الأفران العالية:

1-6 المقاومة المبكرة له أقل من السمنت البورتلاندي الأعتيادي، ولكن في الأوقات المتأخرة يتم الحصول على مقاومة متساوية كما في الشكل (1-14) أدناه.



شكل (2-2) العلاقة بين مقاومة الأنضغاط والزمن للسمنت البورتلاندي الأعتيادي.
وسمنت خبث الأفران العالية.





- 2-6 متطلبات النعومة وزمن التجمد والثبات مماثلة للسمنت البورتلاندي
الأعتيادي (في الحقيقة نعومة السمنت البورتلاندي خبث الأفران العالية
أعلى من نعومة السمنت البورتلاندي الأعتيادي).
3-6 قابلية تشغيله أعلى من السمنت البورتلاندي الأعتيادي.
4-6 مقاومته للكبريتات عالية.

أستعمالات السمنت البورتلاندي خبث الأفران العالية.

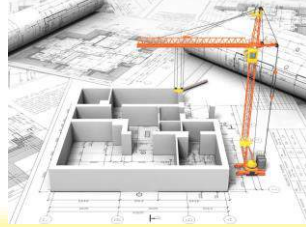
- يستخدم في إنتاج الكتل الخرسانية الضخمة.
- يمكن أستعماله في المنشآت المعرضة لتأثير مياه البحر.
- لا يجوز أستخدامه عند صناعة الخرسانة في الأجواء الباردة.

7. السمنت البورتلاندي البوزولاني (Portland Pozzolana Cement).

عبارة عن خليط من السمنت البورتلاندي الأعتيادي والبوزولانا، والبوزولانا حسب المواصفة القياسية الأمريكية (ASTM C618) عبارة عن مواد سليكية أو سليكية وألومينية لا تملك لوحدها صفات رابطة، ولكن عندما تطحن طحناً ناعماً وبوجود الماء تتفاعل مع Ca(OH)_2 في درجات الحرارة الأعتيادية لتكوين سليكات الكالسيوم المستقرة.
أنواع البوزولانا.

- طبيعية مثل الرماد البركاني.
- صناعية مثل الطين المحروق، رماد مسحوق الفحم، ورماد قشور الرز.





خواص السمنت البورتلاندي البوزولاني:

خواص السمنت البورتلاندي البوزولاني مماثلة لخواص السمنت البورتلاندي خبث الأفران العالية.

8. السمنت البورتلاندي الأبيض (White Portland cement).

يستعمل هذا النوع من السمنت في لبخ بعض الواجهات (تفاصيل معمارية) وفي الكاشي الموزائيك بكافة تشكيلاته وأعمال التماثيل والنافورات وغيرها. صناعة هذا النوع من السمنت مماثلة للسمنت البورتلاندي الاعتيادي. المواد الخام الداخلة في تركيبه هي الطين الأبيض، الحجر الجيري، والحجر الجيري الطباشيري ذات نقاوة عالية جداً، والحاوية على نسب قليلة جداً من أكسيد الحديد والمنغنيز.

تتطلب صناعة هذا النوع من السمنت درجات حرارة أعلى من السمنت البورتلاندي الاعتيادي، وكلفة طحنه أعلى إضافة الى ارتفاع أسعار المواد الخام. نسبة المركب C_4AF في هذا السمنت قليلة جداً نتيجة قلة نسبة الحديد Fe_2O_3 ، ووزنه النوعي أقل بقليل من الوزن النوعي للسمنت البورتلاندي الاعتيادي اذ يتراوح ما بين 3.05 – 3.10.

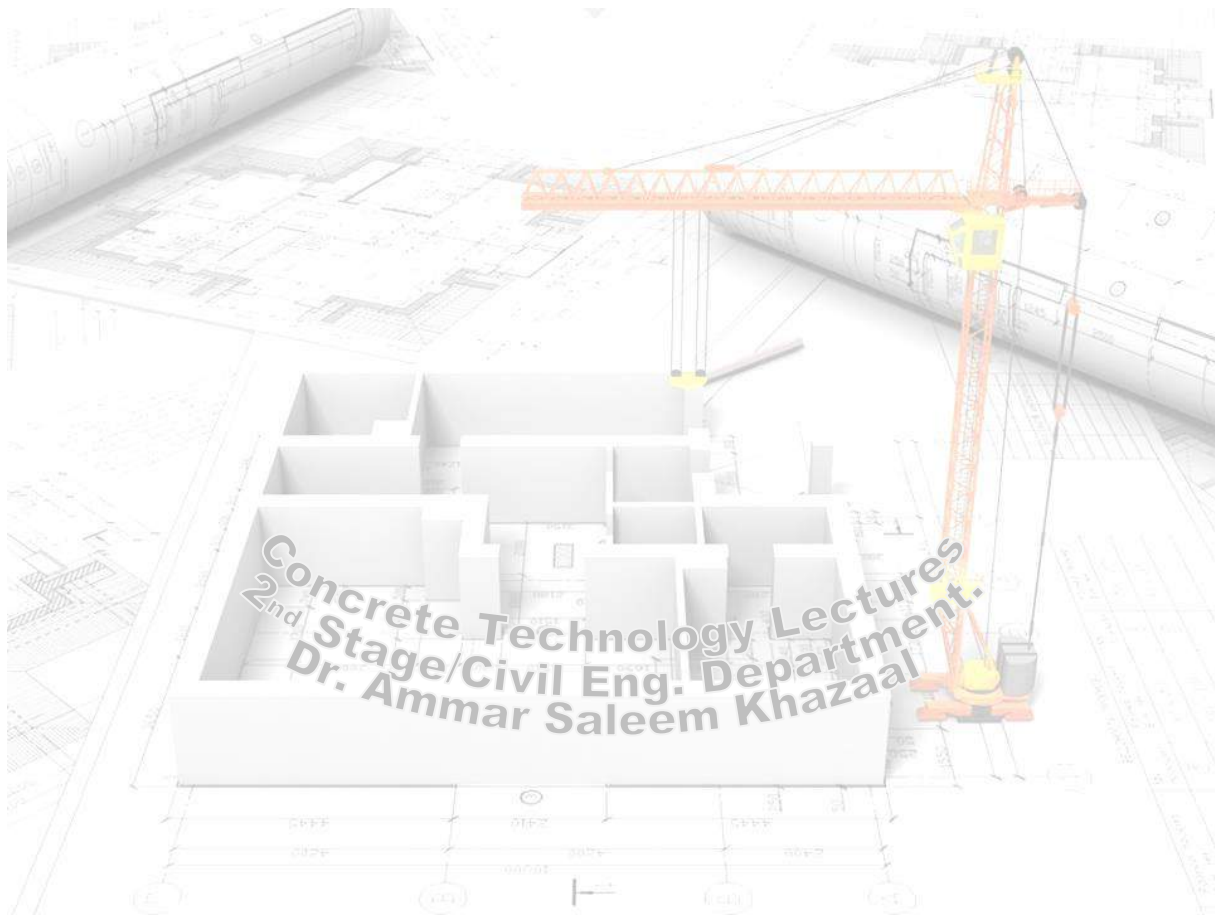
9. السمنت البورتلاندي الملون (Colored Portland Cement).

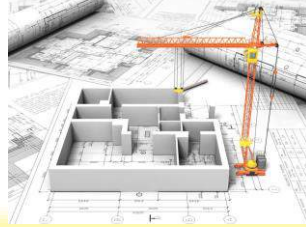
يحضر بأضافة أنواع معينة من الأصباغ الى السمنت البورتلاندي (أثناء عملية طحن الكلنكر) حسب متطلبات المواصفة القياسية البريطانية (B.S. 1014: 1975)، ويشترط في هذه الأصباغ أن تكون غير فعالة كيميائياً (خاملة) وأن لا يتغير لونها بتعرضها المستمر للجو ولا تؤثر على عملية تطور





اكتساب المقاومة للخرسانة ولا تحتوي أنواع من الجبس الضار بالخرسانة. بسبب كون الأصباغ مواد ذات طبيعة غير سمنتية يفضل استعمال الخلطات الغنية بالسمنت. عند صعوبة الحصول على لون متجانس للخرسانة في بعض الأحيان يفضل عدم استخدام الأصباغ.





الفصل الثاني: أنواع السمنت البورتلاندي (Types of Portland Cement).

المحاضرة التاسعة: أنواع السمنت البورتلاندي (نظري، 2 ساعة) (الجزء الثالث

والأخير).

3-2 أنواع خاصة من السمنت البورتلاندي (Special Types of Portland Cement):

i. السمنت البورتلاندي المقاوم للبكتيريا (Anti-bacterial Portland Cement).

يستعمل هذا النوع من السمنت في أحواض السباحة وفي أرضيات وجدران مصانع الأغذية. يصنع هذا النوع من السمنت من طحن كلنكر السمنت البورتلاندي الاعتيادي مع عامل مقاوم للبكتيريا ومانع لتخمير الأحياء المجهرية.

ii. السمنت البورتلاندي الغير مألوف للماء (Hydrophobic Portland Cement).

يصنع هذا النوع من السمنت للتغلب على ظاهرة تلف السمنت أثناء الحزن الرديء، حيث تطحن مواد معينة مع السمنت البورتلاندي الاعتيادي لتشكل طبقة رقيقة صادة للماء حول حبيبات السمنت. والمواد المستعملة لهذا الغرض هي حامض الأستياريك (Stearic Acid) وحامض الاولييك (Oleic Acid) وحامض اللوريك (Lauric Acid) وخماسي كلوروفينول (Pentachlorophenol)، وأكثر هذا المواد فعاليةً هو حامض الاولييك حيث يضاف بنسبة 0.1 – 0.4 %. أن الغشاء المتكون حول حبيبات السمنت يتحطم أثناء عملية خلط الخرسانة وبذلك تستمر عملية الأماهة بصورة طبيعية مع حدوث نقصان في المقاومة المكتسبة في الأعمار المبكرة مقارنة مع السمنت البورتلاندي الاعتيادي.





iii. السمنت البورتلاندي المانع لنفاذ الماء (Water Proof Cement).

يمكن تصنيع هذا النوع من السمنت بأضافة مواد معينة مانعة لنفاذ الماء (Waterproofing Substances) الى كلنكر السمنت البورتلاندي الاعتيادي (أثناء عملية الطحن). والمواد المانعة لنفاذ الماء والمستعملة لهذا الغرض هي أستيارات الكالسيوم (Calcium Stearate) وأستيارات الألمنيوم (Aluminum Stearate) والجبس المعامل مع حامض التنيك (Tannic Acid) وزيت معينة غير قابلة للتصبين (Non-Saponifiable Oils)، أن هذه المواد المضافة تعطي خاصية عدم نفاذ السوائل للسمنت مع حدوث نقصان في اكتساب المقاومة للأعمار المبكرة ولكن يمكن التغلب على ذلك بزيادة محتوى السمنت في الخلطة الخرسانية.

iv. سمنت البناء (Masonry Cement).

يتم الحصول على هذا النوع من السمنت من طحن المواد السمنتية مع مواد أخرى. يستعمل في تحضير مونة البناء المستعملة لأغراض البناء بالطابوق أو البلوك وذلك لأن لدونها تفوق لدونة مونة السمنت البورتلاندي الاعتيادي.

تحدد المواصفة القياسية الأمريكية (ASTM C91-78) متطلبات نوعين من سمنت البناء هما:

- النوع الأول (لأغراض البناء الغير حامل للأثقال / جدران القواطع والجدران غير المحملة).
- النوع الثاني (لأغراض البناء الحامل للأثقال).

v. السمنت الطبيعي (Natural Cement).

يصنع بتكليس أحجار السمنت (Cement Rocks) الطبيعية المتكونة من الحجر الجيري الطيني الحاوي على نسبة كافية من الألومينا والسليكا. يتم التكليس في درجات حرارة أقل من





تلك اللازمة لأنتاج كلنكر السمنت البورتلاندي الأعتيادي مما يؤدي الى قلة محتوى C_3S في هذا النوع من السمنت وبذلك سوف يكون تصلبه بطيئاً، ثم يطحن الناتج بعد عملية التكليس. هنالك أختلافات كبيرة في خواص السمنت الطبيعي المنتج بأختلاف مناطق الأنتاج نتيجة الأختلافات الكبيرة في المواد الخام الداخلة في تركيبه. أن أستعمال هذا النوع من السمنت نادر جداً مقارنة بالمميزات والمقاومة التي يتمتع بها السمنت البورتلاندي الأعتيادي.

vi. السمنت ذو المقاومة العالية للكبريتات (Supersulphated Cement).

يصنع من طحن حبيبات خبث الفرن العالي بنسبة 80 – 85% مع كبريتات الكالسيوم (بشكل جبس محروق خالي من جزيئات الماء) بنسبة 10 – 15% وكلنكر السمنت البورتلاندي الأعتيادي بنسبة 5%.

من فوائد هذا النوع من السمنت هي المقاومة العالية لتأثير أملاح الكبريتات مقارنة مع الأنواع الأخرى من السمنت البورتلاندي، أذ بإمكانه أن يقاوم التركيز العالي لأملاح الكبريتات الموجودة في التربة أو المياه الجوفية، ولهذا السبب يستعمل في أعمال المجاري والصرف الصحي وفي الأراضي الملوثة.

الخصائص الفيزيائية والكيميائية للسمنت ذو المقاومة العالية للكبريتات (Physical & Chemical Properties of Supersulphated Cement).

(a) نعومته أعلى من نعومة السمنت البورتلاندي الأعتيادي وتراوح ما بين (3500-5000) سم²/غم.





- (b) وقت التجمد الابتدائي له ما بين (2.5-4) ساعة، ووقت التجمد النهائي يتراوح ما بين (4.5-7) ساعة.
- (c) وزنه النوعي 2.9.
- (d) حرارة الأماهة له أقل من تلك التي للسمنت البورتلاندي الاعتيادي.
- (e) يمكن خزن السمنت ذو المقاومة العالية للكبريتات تحت ظروف مماثلة للأنواع الأخرى من السمنت البورتلاندي، ولكن بعد خزنه لمدة سنة واحدة وهو في الأكياس يزداد وقت تجمده الابتدائي والنهائي بحدود 1.5 ساعة مع عدم تأثر مقاومته للأنضغاط بعمر 28 يوماً، بيد أن خزنه لفترة طويلة يؤثر على اكتسابه للمقاومة في الأعمار المبكرة مقارنة مع السمنت البورتلاندي الاعتيادي.
- (f) يتحد كيميائياً مع ماء أكثر من ذلك اللازم لأماهة السمنت البورتلاندي الاعتيادي، لذلك لايفضل إنتاج خرسانة من هذا النوع من السمنت بنسبة ماء/ المواد السمنتية أقل من 0.4.
- (g) من الضروري معالجة الخرسانة المنتجة بهذا النوع من السمنت مدة لاتقل عن 4 أيام وذلك لأن الجفاف الذي يحصل قبل أوانه يسبب ظهور طبقة هشة على سطح الخرسانة خصوصاً في الأجواء الحارة ويبقى سمك هذه الطبقة ثابتاً مع الوقت.
- (h) لا يستعمل في إنتاج خرسانة في الأجواء الباردة بسبب انخفاض معدل سرعة اكتساب المقاومة.

vii. السمنت التمددي (Expanding Cement).





يتكون هذا السمنت من خليط من السمنت البورتلاندي وعامل تمددي ومادة مثبتة، ينتج عن استعمال هذا النوع من السمنت تمدد في الفترات المبكرة وزيادة حجم عجينة السمنت بدون تلفها. التمدد يحصل فقط عندما تكون الخرسانة رطبة لذلك لابد من السيطرة على عملية المعالجة بصورة جيدة، لذلك فإن عملية استخدام السمنت التمددي تتطلب خبرة وهارة جيدة. يتم الحصول على العامل التمددي من حرق خليط من الجبس والبوكسايت والحجر الجيري الطباشيري حيث تتكون كبريتات الكالسيوم (CaSO_4) وألومينات الكالسيوم (C_3A)، وبوجود الماء تتفاعل هذه المركبات لتكوين سلفو ألومينات الكالسيوم المائية المحروقة (Ettringite) ويرافق هذه العملية تمدد في عجينة السمنت. عادةً ما يتم استخدام خبث الأفران العالية كمادة مثبتة.

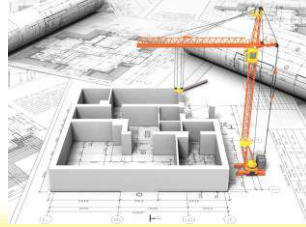
viii. السمنت الألوميني (Aluminous Cement).

يصنع السمنت عالي الألومينا من الحجر الجيري أو الحجر الجيري الطباشيري والبوكسايت، يتكون البوكسايت من الألومينا الممتية وأكسيد الحديد والتيتانيوم مع كميات قليلة من السليكا. تسخن المواد الخام بعد طحنها حتى تصل إلى نقطة الانصهار، يبرد الناتج ويجزء قبل أن يطحن ليصل إلى نعومة مقدارها 2500 سم²/غم إلى 3200 سم²/غم. أن الصلابة العالية للكلنكر ودرجة حرارة الحرق العالية والكلفة الأولية العالية للبوكسايت يجعل السمنت عالي الألومينا غالي الثمن.

يقاوم هذا النوع من السمنت تأثير أملاح الكبريتات نتيجة للأسباب التالية:

- (a) لعدم وجود هايدروكسيد الكالسيوم في السمنت الألوميني الممتياً.
- (b) التأثير الواقي لجل الألومينا الحامل المتكون أثناء عملية الأماهة.





(c) لا يهاجم هذا النوع من السمنت من قبل في الماء الصافي وبذلك يكون صالحاً للاستعمال في صناعة الأنابيب الخرسانية.

من المميزات الواضحة الأخرى للسمنت الألوميني أنه يحصل على 80% من مقاومته النهائية بعمر 24 ساعة، في حين يحصل السمنت البورتلاندي الاعتيادي على 80% من مقاومته بعمر 28 يوماً. لا يستعمل السمنت عالي الألومينا في الأجواء الحارة بسبب الحرارة الكبيرة المنبعثة عند التفاعل.

4-2 مضافات الخرسانة (Concrete Admixtures):

أن مضافات الخرسانة هي مواد غير السمنت الهيدروليكي والركام والماء، تستعمل كأحد مكونات الملاط أو الخرسانة، وتضاف الى مزيج المواد مباشرة قبل أو أثناء عملية الخلط لتحسين خاصية معينة أو عدد من الخواص. يتوفر في الوقت الحاضر العديد من المواد المضافة التي تستعمل لأغراض عديدة أهمها:

1. المضافات المعجلة (Accelerated Admixtures).

هذه المضافات تزيد من سرعة التفاعل الأبتدائي بين السمنت والماء وبذلك تعجل من تجمد الخرسانة وتطور مقاومتها المبكرة مثل $(CaCl_2)$.

2. المضافات المبطئة (Retarding Admixtures).

هذه المواد المضافة تقلل من سرعة التفاعل الأبتدائي بين الماء والسمنت وبذلك تبطئ تجمد الخرسانة، وبصورة عامة تبطئ هذه المضافات تصلب الخرسانة أيضاً مثل السكريات.

3. الملدنات أو المضافات المقللة للماء (Plasticizers or Water Reducing Admixtures).





هذه المواد المضافة تزيد من سيولة عجينة السمنت دون التأثير بدرجة كبيرة على محتوى الهواء، وبذلك تزيد من قابلية التشغيل للخرسانة لنسبة ثابتة من الماء/ السمنت، أو تسمح بتقليل محتوى الماء في الخرسانة عند تثبيت قابلية التشغيل مثل الكفو سلفونات.

4. الملدنات المتفوقة أو المضافات المقللة للماء بدرجة متفوقة (High Range water Reducing Admixtures).

هي مضافات أكثر فعالية من المضافات المقللة للماء الاعتيادية، حيث تقلل المحتوى المائي اللازم للحصول على قوام معين بمقدار 12% أو أكثر، أو بتثبيت المحتوى المائي وزيادة قابلية تشغيل الخليط بدرجة كبيرة مثل المواد ذات أصل النفثالين.

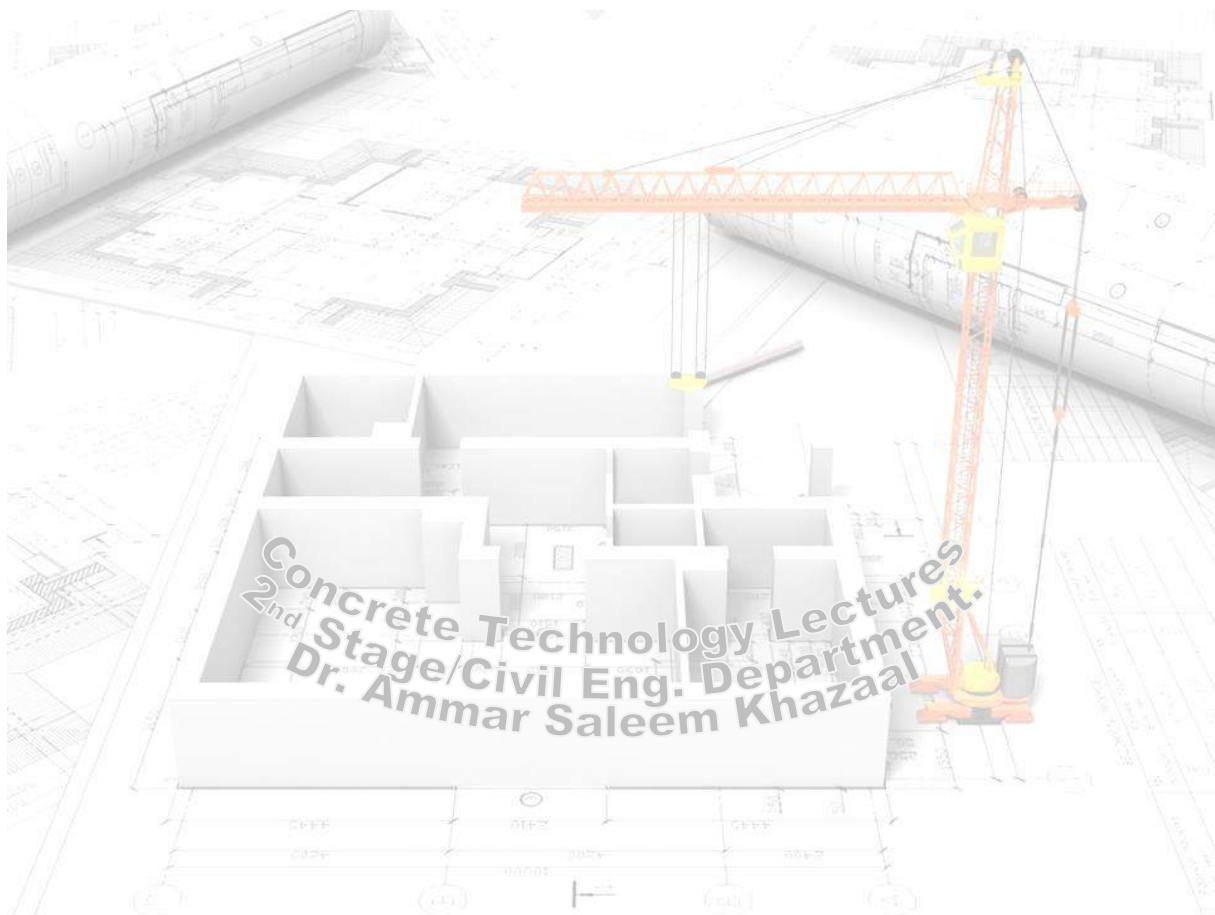
5. مضافات الهواء المقصود (Air Entraining Admixtures).

هي مواد تسبب تكوين كمية مستقرة من الهواء بهيئة فقاعات دقيقة من الخرسانة أو الملاط خلال عملية الخلط من أجل زيادة قابلية التشغيل أو لتحسين مقاومة الأنجماد مثل الزيوت والشحوم الحيوانية والنباتية، المضافات المعدنية المسحوقة مسحوقاً ناعماً، والمواد البوزولانية. قد ينتج عن استخدام المضافات تأثيرات ضارة لبعض خواص الخرسانة بالرغم من تحسينها لخواص أخرى على سبيل المثال المواد المسحوقة مسحوقاً ناعماً تحسن من قابلية التشغيل ولكنها تقلل من مقاومة الخرسانة وتزيد من أنكماشها.

يشترط قبل استعمال أي نوع من الإضافات لغرض معين الانتباه الى مايلي:

- i. أن تجرى لها فحوصات كاملة مع المواد الفعلية الداخلة في تكوين الخرسانة.
- ii. أن تكون غير باهظة الثمن مقارنة بالخرسانة الخالية من المواد المضافة، أو أن تتناسب الزيادة في التكاليف مع الفائدة المرجوة من استعمال المضافات.







الفصل الثالث: ركام الخرسانة (Concrete Aggregate).

المحاضرة العاشرة: الركام، تصنيف الركام، وخصائص الركام (نظري، 2 ساعة).

1-3 الركام (Aggregate):

هو عبارة عن حبيبات صخرية ذات مقاسات متدرجة في الحجم، منها حبيبات صغيرة كالرمل (Sand) وحبيبات كبيرة كالحصى (Gravel)، ويشمل على المادة المألثة والخاملة نسبياً والمنتشرة خلال عجينة السمنت في الخرسانة، ويشغل حوالي 70-75% من الحجم الكلي للكتلة الخرسانية. فائدة الركام للخرسانة:

1. يكون جسم الخرسانة ويمنحه الاستقرار والمقاومة اللازمة للأحمال التي تتعرض لها الخرسانة، كما يكسبها المقاومة ضد العوامل الجوية المختلفة كالحرارة والرطوبة والأنجماد.
2. يقلل من التغيرات الحجمية الناتجة عن تجمد وتصلب عجينة السمنت أو عن تعرض الخرسانة للرطوبة والجفاف.
3. يقلل من الكلفة الكلية للخرسانة بأعتبره مادة مألثة رخيصة نسبياً، وبذلك فهو يعطي الخرسانة متانة أفضل، مما لو أستعملت عجينة السمنت لوحدها.

عليه فأن خواص الركام تؤثر بدرجة كبيرة على متانة وسلوك هيكل الخرسانة، وعند اختيار الركام لغرض الاستعمال في خرسانة معينة يجب الانتباه بصورة عامة الى ثلاث متطلبات:

1. أقتصادية الخليط.
2. المقاومة الكامنة للكتلة المتصلبة.





3. المتانة المحتملة لهيكل الخرسانة.

للحصول على هيكل خرساني كثيف ومتماسك، يجب أن يتميز الركام بما يلي:

- (a) أن يكون تدرج ركام الخرسانة مناسباً وذلك بتحديد نسبة الركام الناعم (Fine Aggregate) والركام الخشن (Coarse Aggregate) في الخليط، حيث أن تدرج حبيبات الركام عاملاً مهماً في السيطرة على قابلية تشغيل الخرسانة الطرية.
- (b) أن يتميز الركام بعدم تأثره بفعل العوامل الجوية المختلفة كالحرارة والرطوبة والأنجماد والتي تؤدي الى تفكك الركام.
- (c) يجب أن لا يحصل تفاعل ضار بين معادن الركام ومركبات السمنت، إضافة الى ضرورة خلو الركام من المواد الغير نقية والتي تؤثر على مقاومة وثبات عجينة السمنت.

2-3 التصنيف العام للركام (General Classification of Aggregate):

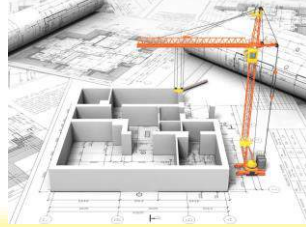
1. تصنيف الركام حسب المقاس:

يتراوح الركام المستعمل في الخرسانة بين بضعة سنتيمترات الى أجزاء من الألف من السنتيمتر، يعرف التوزيع الحجمي لحبيبات الركام بالتدرج (Grading)، ويقسم الى:

- 1-1 الركام الخشن أو الحصى (Coarse Aggregate)، يتضمن مجموعة من الحبيبات التي يحتجز معظمها (95-100)% من وزنها على المنخل مقاس 5 ملم (16/3 أنج)، وهو على أنواع منها:

- (a) حصى غير مكسر، وهو ركام ناتج عن التعرية الطبيعية لأنواع من الصخور.
- (b) حصى مكسر أو حجر مكسر، ناتج عن تكسير الحصى أو الحجر الصلب.





(c) حصى مكسر جزئياً، خليط من حصى مكسر وحصى غير مكسر.

2-1 الركام الناعم أو الرمل، يتضمن مجموعة من الحبيبات يمر معظمها (95-100) % من وزنها من منخل مقاس 5 ملم (3/16 أنج) وهو على أنواع منها:

(a) رمل طبيعي، ناتج عن التعرية الطبيعية لأنواع من الصخور.

(b) رمل الحجر المكسر أو رمل الحصى المكسر، ناتج عن تكسير الحجر الصلد أو الحصى.

علماً بأن المادة التي يتراوح مقاس حبيباتها بين 0.06 – 0.002 ملم تعرف بالغرين (Silt)، والتي يكون مقاس حبيباتها أصغر من 0.002 ملم تعرف بالطين (Clay)، أذن مقاس الركام الناعم يتراوح بين 0.07 – 5 ملم.

3-1 الركام الشامل (All-in or Pit Run Aggregate)، هو خليط من الركام الخشن والركام الناعم.

2. تصنيف الركام حسب المنشأ:

1-2 الركام الطبيعي (Natural Aggregate)، وهو عبارة عن ركام تنشأ حبيباته الناعمة والخشنة أصلاً من الكتل الصخرية الكبيرة، التي قد تتجزأ بصورة طبيعية بفعل العمليات الجوية والتآكل أو تسحق صناعياً، لذا فإن بعض خواص الركام تعتمد كلياً على خواص الصخور الأصلية كالتركيب الكيميائي، الوزن النوعي، الصلادة، التركيب المعدني، المقاومة، الاستقرار الكيميائي، مسام الهيكل، واللون. ومن ناحية أخرى، هنالك بعض من خواص الركام غير موجودة في الصخور الأصلية مثل مقاس الحبيبات،





شكل الحبيبات، ملمسها السطحي، والأمتصاص. وتكون الصخور على عدة أنواع منها النارية أو البركانية، الرسوبية، والمتحولة.

2-2 الركام الصناعي (Artificial Aggregate)، ويشمل الأنواع التالية:

- (a) ركام منتج وفقاً لعمليات معينة كالمعالجة الحرارية، مثل معالجة الطين بالحرارة لحين تمدده لإنتاج الركام خفيف الوزن.
- (b) أستعمال المواد المتكونة كناتج عرضي من بعض الصناعات كركام، مثل خبث الأفران العالية وركام مخلفات الفحم الناتج عن حرق الفحم في محطات توليد الطاقة.

جدول (1-3) تصنيف الركام.

التصنيف حسب:			
المقاس	المنشأ	الشكل	الملمس السطحي
ركام ناعم (Fine) (Aggregate)	طبيعي (Natural)	مستدير (Rounded)	زجاجي (Glassy)
		غير منتظم (Irregular)	ناعم (Fine)
ركام خشن (Coarse) (Aggregate)	صناعي (Artificial)	رقائقي (Flaky)	حبيبي (Granular)
		زاوي (Angular)	خشن (Coarse)





التصنيف حسب:

الملمس السطحي	الشكل	المنشأ	المقاس
بلوري (Crystalline)	مستطال (Elongated)		ركام شامل (All-in) (Aggregate)
منخرب (Honeycombed)	رقائقي ومستطال Flaky &) (Elongated		

خواص الركام، وتشمل مايلي:

1. شكل حبيبات الركام (Shape of Aggregate).
2. الملمس السطحي لحبيبات الركام (Surface Texture of Aggregate).
3. تلاصق حبيبات الركام مع عجينة السمنت (Bond of Aggregate).
4. الوزن النوعي (الكثافة النسبية) للركام (Specific Gravity).
5. الكثافة الكلية (Bulk Density).
6. المسامية والامتصاص للركام (Porosity & Absorption of Aggregate).
7. محتوى الرطوبة في الركام (Moisture Content of Aggregate).
8. مقاومة الركام (Strength of Aggregate).





1. شكل حبيبات الركام، يمكن وصف شكل حبيبات الركام حسب التعابير التالية:

1-1 الأستدارة أو التكور (Sphericity or Roundness)، تعد كمقياس للحدة النسبية

لخافات وزوايا حبيبات الركام. أن الحدة أو فقدان الأستدارة لحبيبات ركام معين صفة مهمة لأنها تؤثر على سهولة أستعمال خليط الركام والسمنت، وكذلك تؤثر على ثبات ذلك الخليط، ويمكن حسابها من نسبة الفجوات في نموذج مرصوص بطريقة قياسية، ولقد وجد بأن أقل حدة (أكثر أستدارة) في ركام معين، تكون نسبة الفجوات فيه 33%، وأستعمل مصطلح رقم الحدة للدلالة على مقدار زيادة النسبة المئوية للفجوات عن 33%، وكلما كان رقم الحدة أعلى كلما كانت حدة الركام أكثر. وقد أثبت العالم (Shergold) أن النسبة المئوية للفجوات تعتمد على شكل الحبيبات كما في الشكل (1-3)، كما أن هنالك علاقة بين حدة الركام الحشن وعامل الرص كما في الشكل (2-3) والمستنبط من عدة بحوث أجراها الباحث (Kaplan's). أن زيادة رقم الحدة من الحد الأدنى إلى الحد الأعلى يقلل من عامل الرص بمقدار 0.09. يؤثر شكل الركام الحشن تأثيراً كبيراً على قابلية تشغيل الخرسانة، أما شكل الركام الناعم فيؤثر على كمية الماء اللازمة للخليط حيث أن زيادة نسبة الفجوات في الرمل يؤدي إلى زيادة محتوى الماء اللازم للخليط كما في الشكل (3-3).

تعتمد الأستدارة أو التكور على:

1. قوة الصخور الأصلية.
2. مقاومتها للتآكل.
3. مقدار الاحتكاك الذي تتعرض له الحبيبات.





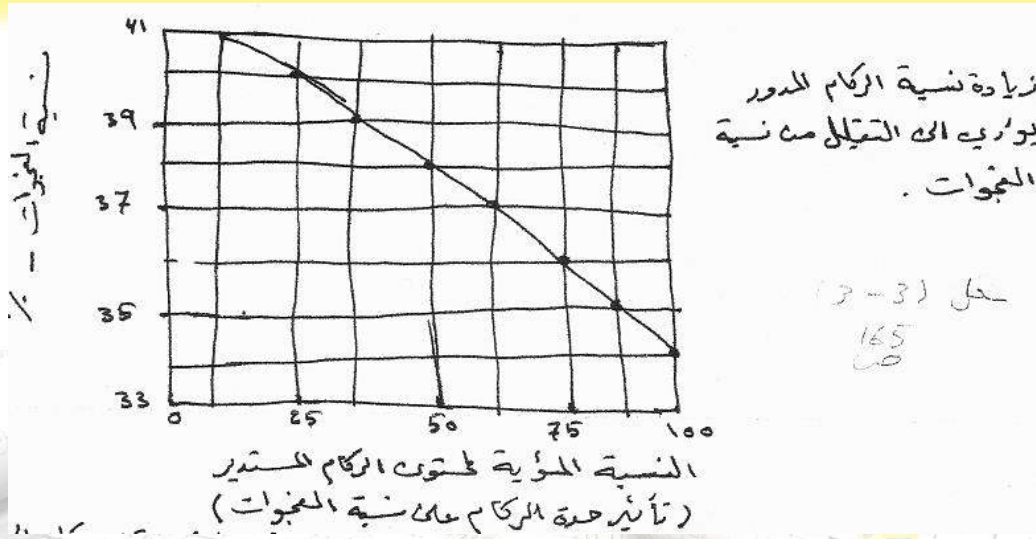
وبالنسبة للركام المكسر فأن شكل الحبيبات يعتمد على:

1. طبيعة المواد الأصلية.
2. نوع الكسارة المستخدمة في التكسير.
3. نسبة الاختصار (نسبة حجم المادة الموضوعة في الكسارة الى حجم الناتج النهائي المكسر).

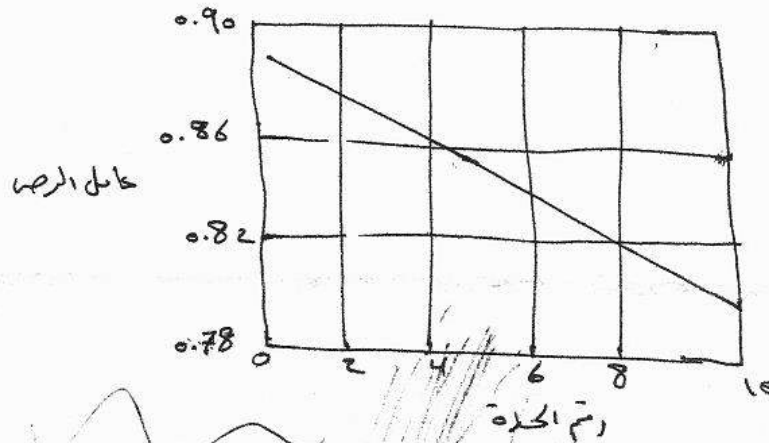
جدول (2-3) تقسيم الركام نسبةً الى الأستدارة، حسب المواصفة القياسية البريطانية (B.S. 812).

الشكل	الوصف	التقسيم
	أستدارة الحبيبات نتيجة لتأكلها بفعل المياه أو عوامل التعرية الأخرى	مستدير
	غير منتظم طبيعياً أو مشكل جزئياً بالتآكل وله حواف مدورة	غير منتظم
	حبيبات سمكها صغير نسبةً الى بعديها الآخرين	رقائقي
	ذو حواف حادة واضحة عند تقاطع أسطحه الخشنة	زاوي
	حبيبات زاوية طولها كبير نسبةً الى بعديها الآخرين	مستطال
	حبيبات طولها كبير نسبةً الى عرضها، وعرضها كبير نسبةً الى سمكها	رقائقي ومستطال



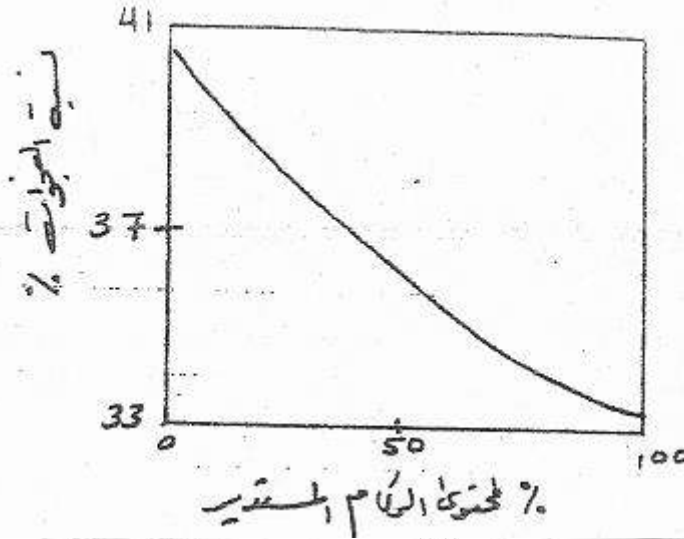


شكل (1-3) تأثير حدة الركام على نسبة المعونات.



شكل (2-3) العلاقة بين حدة الركام وعامل الرصا.





شكل (3-3) العلاقة بين محتوى الركام المستدير ونسبة الفراغات.

والكروية هي دالة لنسبة المساحة السطحية نسبةً الى حجمها. أن الحبيبات التي تكون نسبة المساحة السطحية الى حجمها عالية مثل الحبيبات الرقائقية والمستطالة سوف تسبب ماييلي:

1. تقليل قابلية التشغيل للخرسانة الطرية.
2. تؤثر على ديمومة الخرسانة بطريقة عكسية وذلك لأنها تميل للتوجه بمستوى واحد، مع تشكيل ماء وفجوات هوائية تحتها.

إذا زادت نسبة الحبيبات الرقائقية أو المستطالة عن 10-15% من وزن الركام الخشن فإن تأثيرها يكون ضاراً بخواص الخرسانة. يجرى الفحص بموجب المواصفة القياسية العراقية رقم 30 لسنة 1984 لتحديد ماييلي:





1. معامل الترقق (Flakiness Index)، وزن الحبيبات الرقائقية كنسبة من وزن النموذج الكلي.
2. معامل الأستطالة (Elongation Index)، وزن الحبيبات المستطالة كنسبة من وزن النموذج الكلي.

ملاحظة: يستند التقسيم على فرضية اختيارية تنص على أن الحبيبات تكون رقائقية اذا كان أصغر أبعادها (سمكها) أقل من 0.6 من المعدل العام لسمك الحبيبات، وتكون مستطالة اذا كان أكبر أبعادها (طولها) يزيد على 1.8 من متوسط طولها.

2. الملمس السطحي لحبيبات الركام (Surface Texture of Aggregate).

يستند تصنيف حبيبات الركام نسبةً الى الملمس السطحي على الدرجة التي تصقل بها سطوح الحبيبات، أي نعومة السطح وخشونته. يعتمد الملمس السطحي على:

1. الصلادة (Hardness).
2. المقاس الحبيبي (Grain Size).
3. خاصية المسام (Porosity Characteristic).

الميزات أعلاه تنطبق على الصخور الأصلية فقط. حيث أن الصخور الصلدة والناعمة الحبيبات يكون سطح الفشل فيها ناعماً. بموجب المواصفة القياسية البريطانية (B.S. 812) تصنف حبيبات الركام نسبةً الى الملمس السطحي الى عدة أصناف حسب الجدول (3-3) أدناه:





جدول (3-3) تصنيف حبيبات الركام نسبة الى الملمس السطحي.

الملمس السطحي	الصفات المميزة
زجاجي (Glassy)	ركام ذو كسر صديفي الشكل
ناعم (Smooth)	ركام متآكل بفعل المياه أو ناعم نتيجة كسر صخر دقيق الحبيبات
حبيبي (Granular)	ركام يظهر أثناء كسره حبيبات منتظمة ومستديرة تقريباً
خشن (Rough)	ركام يكون السطح الذي ينكسر فيه ذو حبيبات دقيقة أو متوسطة
بلوري (Crystalline)	ركام يحتوي على بلورات واضحة
منخرب (Honeycombed)	ركام فيه مسامات وتجاويف واضحة

يؤثر الملمس السطحي لحبيبات الركام الى حد ما على مايلي:

- مقاومة الخرسانة، كلما كان الملمس خشناً زادت قوة التلاصق بين حبيبات الركام وعجينة السمنت.
- قابلية التشغيل، الملمس الناعم يحسن قابلية التشغيل حيث أنه يقلل من الاحتكاك الداخلي بين أجزاء الخليط أثناء عملية الخلط.

3. تلاصق حبيبات الركام مع عجينة السمنت (Bond of Aggregate):

يعد التلاصق بين حبيبات الركام وعجينة السمنت من أهم الخواص التي تحدد جودة الخرسانة، وتعتمد هذه الخاصية على:





1. زيادة خشونة السطح تؤدي الى تلاصق أفضل (كما في الحبيبات المكسرة)، وزيادة مسامية السطح يكون التلاصق أفضل.
2. الخواص الفيزيائية والكيميائية الناتجة عن التركيب المعدني والكيميائي للركام والحالة الألكترونية لسطح الحبيبات مثل تواجد بعض الروابط الكيميائية في حالة حجر الكلس، وتطور بعض القوى الشعرية على سطوح الحبيبات المصقولة.
3. مقاومة عجينة السمنت، حيث أن التلاصق يزداد بتقدم العمر.

لا يوجد اختبار جيد لتحديد جودة ونوعية التلاصق ولكن بصورة عامة يكون التلاصق جيد إذا كانت العينة الخرسانية المكسورة حاوية في سطح الفشل على عدد قليل من الحبيبات المقلوعة من موقعها، على أن يكون الفشل في عجينة السمنت وليس على السطح البيني للركام وعجينة السمنت.

4. الوزن النوعي للركام (Specific Gravity).

يحتوي الركام بصورة عامة مسامات تكون كمية (Impermeable Pores) أو منفذة (Permeable Pores)، لذا فإن الحجم الفعلي لحبيبات الركام يكون أقل من الحجم الظاهري، يمكن تقسيم الوزن النوعي تبعاً لطريقة تعيينه الى مائتين:

1-4 الوزن النوعي المطلق أو الحقيقي (Absolute or True Specific Gravity).

هو نسبة وزن حجم معين من الركام (بإستثناء المسامات الكمية والمنفذة) الى وزن حجم مساو من الماء المقطر الخالي من الغازات، يؤخذ كليهما في درجة حرارة محددة. ومن أجل حسابه يجب سحق المادة سحقاً كاملاً لأزالة تأثير المسامات الكمية، لذا فإن الوزن النوعي بهذه الطريقة ليس بذات أهمية في أعمال الخرسانة، لأن الركام لا يستعمل بشكل مسحوق.





2-4 الوزن النوعي الكلي (Bulk Specific Gravity).

هو نسبة وزن حجم معين من الركام (ويشمل ذلك المسامات الكثية والمنفذة الموجودة في المادة) بالهواء في درجة حرارة معينة الى وزن مساو من الماء المقطر الخالي من الغازات في نفس الهواء وفي نفس درجة الحرارة.

3-4 الوزن النوعي الظاهري (Apparent Specific Gravity).

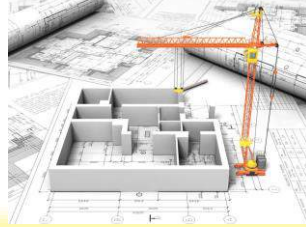
هو نسبة وزن حجم معين من الركام (ويشمل ذلك المسامات الكثية في المادة) بالهواء في درجة حرارة معينة الى وزن حجم مساو من الماء المقطر الخالي من الغازات في نفس الهواء وفي نفس درجة الحرارة. يستعمل الوزن النوعي الظاهري في حساب كميات الركام اللازمة لحجم معين من الخرسانة، حيث يعتمد الوزن النوعي للركام على الوزن النوعي للمعادن التي يتألف منها ونسبة المسامات. يتراوح الوزن النوعي لمعظم أنواع الركام بين 2.6 – 2.7.

5. الكثافة الكلية (Bulk Density).

هي وزن وحدة حجم الركام بالهواء في درجة حرارة معينة (يشمل المسامات الكثية والمنفذة) وتقاس بالـ كغم/م³. عند تحديد كميات الركام على أساس حجمي يجب معرفة الحالة التي يقاس عندها حجم الركام فقد يكون سائبا، مرصوصا، جافا، رطبا، أو مبتلا. وبصورة عامة ولأغراض المقارنة تعد الظروف التي يكون عندها الركام جافا ومرصوصا ظروفاً قياسية، تعتمد الكثافة الكلية للركام على:

1. حالات الرطوبة.
2. مقدار الرص المسلط على المادة.
3. التوزيع الحجمي لحبيبات الركام.
4. شكل الحبيبات.





5. الملمس السطحي لحبيبات الركام.

ونتيجة للأختلافات الكبيرة تتغير قيم الكثافة الكلية ضمن مدى واسع. تمثل الفجوات الفراغات بين الركام، ويمكن حساب النسبة المئوية للفجوات بين حبيبات الركام في الحجم الكلي لكتلة معينة من العلاقة التالية:

$$\% \text{ of voids} = \left[1 - \frac{b}{1000a} \right] \times 100$$

حيث:

a = الوزن النوعي الظاهري للركام المجفف بالفرن.

b = الكثافة الكلية للركام المجفف بالفرن (كغم/م³) مرصوص أو غير مرصوص حسب الحاجة.

ولوزن نوعي معين تزداد الكثافة الكلية للركام عندما تقل النسبة المئوية للفجوات، أي عندما يكون تدرج حبيبات الركام أفضل.

6. المسامية والامتصاص للركام (Porosity & Absorption of Aggregate).

المسامات الداخلية في حبيبات الركام لها أهمية كبيرة في تحديد ميزات هذه الحبيبات، حيث أن مسامية الركام (Porosity of Aggregate) ونفاذيته (Permeability) وامتصاصه (Absorption) تؤثر على:

1. التلاصق بينه وبين عجينة السمنت.

2. مقاومة الخرسانة للانجماد والذوبان.

3. توازنه الكيميائي.

4. مقاومته للتآكل.





أن مقاسات المسامات تتراوح بين كبيرة يمكن أن ترى بالعين المجردة، وصغيرة لا يمكن أن ترى إلا بالمجهر الإلكتروني ، ولكن أصغر المسامات هي أكبر مقاساً من مسامات الجل في عجينة السمنت. بعض هذه المسامات موجودة ضمن المادة الصلبة، والبعض الآخر يكون مفتوحاً على السطح. كمية ومعدل سرعة نفوذ الماء الى داخل المسامات يعتمد على:

1. مقاس المسامات.
 2. استمرارية اتصال المسامات مع بعضها البعض.
 3. حجم المسامات الكلي.
- وبما أن الركام يشغل حوالي $\frac{3}{4}$ حجم الكتلة الخرسانية، فإن لمسامية الركام دور مهم في تحديد مسامية الخرسانة الكلية.
- يمكن تصنيف الركام نسبةً الى محتواه المائي الى أربعة أصناف، وحسب ماموضح في الشكل (3-4):

1. ركام جاف كلياً (Fully Dry Aggregate).
يتم الحصول على هذا الركام عبر تجفيفه بالفرن بدرجة حرارة تتراوح ما بين 100 – 110 م°
لحين تبخر الرطوبة، ويرمز له بالرمز (w_1). حيث أن الرطوبة = صفر، والأمتصاص = صفر.
2. ركام جاف بالهواء (Air Dry Aggregate).

يتميز هذا الركام بخلو سطح حبيباته وبعض مساماته الداخلية القريبة من السطح من الرطوبة (حبيباته غير مشبعة بالماء)، ويرمز له بالرمز (w_2). حيث أن الرطوبة أقل من الأمتصاص.





3. ركام مشبع وجاف السطح (Saturated Surface Dry Aggregate).

يتميز هذا الركام بعدم وجود رطوبة سطحية فوق حبيباته ولكن كل مسامات حبيباته مملوءة بالماء، ويرمز له بالرمز (w_3). حيث أن الرطوبة تساوي الأمتصاص.

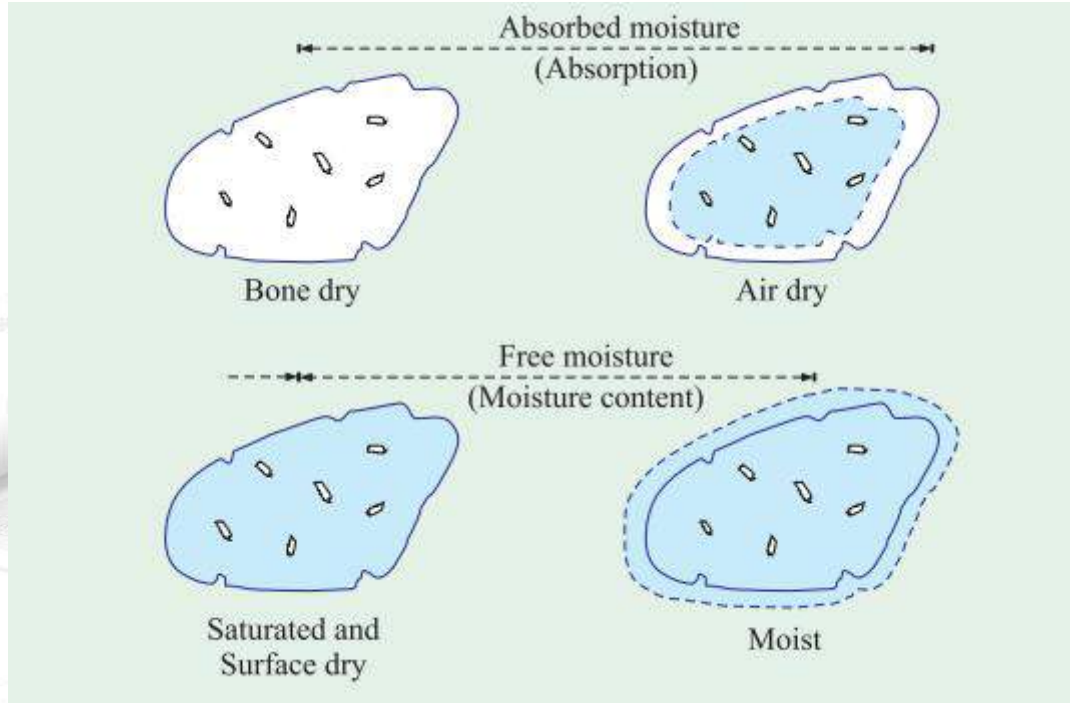
4. ركام رطب (Moist Aggregate).

يتميز هذا الركام بأن كل مسامات حبيباته مشبعة بالماء وبوجود غلاف مائي فوق السطح الخارجي للحبيبات، ويرمز له بالرمز (w_4). حيث أن الرطوبة أكبر من الأمتصاص.

يقاس أمتصاص الركام بقياس مقدار الزيادة في وزن النموذج المجفف بالفرن بعد تغطيسه بالماء لمدة 24 ساعة، وأزالة الرطوبة السطحية الموجودة على حبيباته، أذ أن نسبة الزيادة في الوزن الى وزن النموذج الجاف معبراً عنها كنسبة مئوية. وأعتيادياً يفرض في وقت تجمد الخرسانة بأن الركام يكون في حالة مشبعة وجافة السطح وإذا كان الركام بحالة جافة فإنه سوف يمتص الكمية الكافية من ماء الخلط لغرض الوصول الى الحالة المشبعة وبهذا فإن الماء الممتص سيقلل من ماء الخلط الفعال (Effective Mixing Water).

اضافة الى ذلك فإن الماء الممتص تدريجياً من قبل الركام يسبب نقصان في قابلية تشغيل الخرسانة مع الوقت ولكن هذا النقصان يصبح قليلاً بعد مرور حوالي 15 دقيقة. هنالك احتمال آخر عند استعمال الركام الجاف بأن تحاط سطوح حبيباته بعجينة السمنت التي توقف أستمراية نفاذ الماء اللازم لأشباع الركام، وبهذا يكون من الضروري تعيين كمية الماء الممتص من قبل الركام خلال 10-30 دقيقة بدلاً من تعيين أمتصاص الماء الكلي والذي نادراً ما يحصل في الواقع.





الشكل (3-4) مخطط توضيحي للرطوبة في الركام.

7. محتوى الرطوبة في الركام (Moisture Content of Aggregate).

أن الحجم المشغول من قبل الركام في الخرسانة الطرية، هو حجم حبيباته بضمنها المسامات الكمية والمنفذة، ولمنع انتقال الماء الى الركام، يجب أن تكون مساماته مملوءة بالماء (الركام المشبع وجاف السطح). إذا كان الركام جاف يمتص ماء من الخليط أي يقلل من الماء الفعال في الخليط. أما الركام الرطب يضيف الماء الموجود على سطوحه الى ماء الخلط الأصلي ويشغل حجم إضافي الى جانب حجم حبيبات الركام. أن حسابات نسبة الماء الى المواد السمنتية الفعالة تستند على أساس أن الركام مشبع وجاف السطح.





يعبر عن الرطوبة السطحية كنسبة مئوية من وزن الركام المشبع وجاف السطح ويطلق عليها بالمحتوى الرطوبي. أذن يتبين مما ورد في أعلاه بأن الأمتصاص هو محتوى الماء في ركام بحالة مشبعة وجافة السطح، في حين أن المحتوى الرطوبي هو الماء الفائض من الأمتصاص.
محتوى الماء الكلي للركام الرطب = الأمتصاص + محتوى الرطوبة.

8. مقاومة الركام (Strength of Aggregate).

أن مقاومة الأنضغاط للخرسانة لاتتعدى مقاومة الركام الداخل في تكوينها. من الصعب قياس مقاومة السحق للركام بمفرده ولكن يمكن الحصول على المعلومات المطلوبة من فحوصات غير مباشرة. يتم تعيين مقاومة السحق لنماذج أسطوانية قياسية من الصخر حسب المواصفة القياسية العراقية رقم 5 لسنة 1984، في حين أن مقاومة السحق للركام يتم تعيينها حسب المواصفة القياسية العراقية رقم 40 لسنة 1984. أن قيمة السحق تعد كمقياس لمقاومة الركام للسحق تحت تأثير حمل أنضغاط مسلط عليه بصورة تدريجية، وكدليل هام في حالة استعمال ركام ذو سلوك مجهول.

فص قيمة السحق يكون غير حساس للتغيرات التي تحصل في مقاومة ركام ضعيف (قيمة السحق أكبر من 25) لأنسحقه قبل وصوله الى الحمل الكلي المحدد في المواصفة القياسية. كذلك يستفاد من تعيين قيمة السحق في تقدير سلوك الركام في الخرسانة، ففي حالة الخرسانة المتصدعة أذا ظهر فيها عدد كبير من حبيبات الركام المكسرة يؤدي ذلك الى أن تكون مقاومة الركام أقل من مقاومة الأنضغاط الفعلية للخرسانة.

مقاومة ومرونة الركام تعتمد على:

1. تركيبه الصخري.
2. ملمسه السطحي.





3. بنيته.

حيث أن المقاومة الواطئة للركام تنتج عن:

(i) ضعف في المكونات الصخرية.

(ii) قد تكون المكونات الصخرية أعلاه قوية ولكن هناك ضعف في الترابط فيما بينها.

أن تأثير الركام على مقاومة الخرسانة يعتمد على أمتصاصه وخصائصه التماسكية ومقاومته الميكانيكية. أن متوسط القيمة لمقاومة السحق للركام تصل الى 200 نت / ملم²، في حين أن أعلى قيمة لمقاومة السحق للركام تصل الى 530 نت / ملم².





الفصل الثالث: ركام الخرسانة (Concrete Aggregate).

المحاضرة الحادية عشر: الرمل والحصي (نظري، 2 ساعة).

3-3 تضخم الرمل (Bulking of Sand):

أن وجود الرطوبة على سطح الحصى يتطلب تصحيحاً لنسب الخلط الحقيقية للخلطة الخرسانية، حيث يجب اتباع مايلي:

1. تقليل وزن الماء المضاف الى الخليط بقدر وزن الماء الحر أو الطليق الموجود على سطح الحصى.
2. زيادة وزن الحصى بالكمية المطلوبة.

أما وجود الرطوبة على سطوح حبيبات الرمل فله تأثير ثان وهو التضخم، ويعبر عنه بالزيادة الحاصلة في حجم وزن معين من الرمل نتيجة لوجود طبقة رقيقة من الماء على سطوح حبيباته مما يجعلها تبتعد وتندفع عن بعضها.

1-3-3 تأثير التضخم (Effect of Bulking):

بالرغم من أن التضخم لا يؤثر بدرجة كبيرة على الكميات المحددة بالوزن، غير أنه يسبب نقصان في وزن الرمل عند تحديد الكميات على أساس حجمي مؤدياً الى:

1. أنغزال مكونات الخلطة الخرسانية.
2. التأثير على قابلية التشغيل.

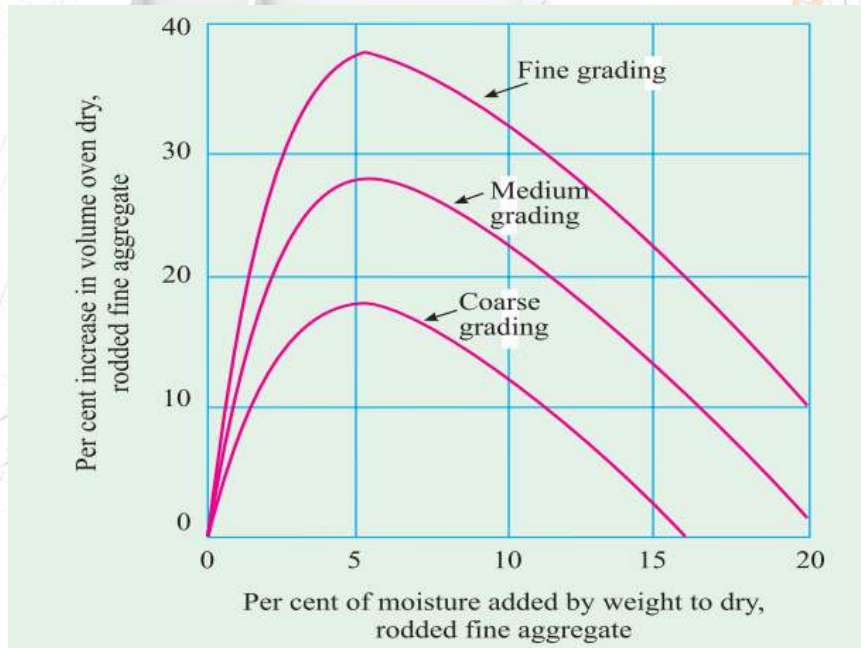




يمكن علاج ظاهرة التضخم بزيادة الحجم الظاهري للرمل بمقدار مساو الى تضخمه. يعتمد المقدار الحقيقي لتضخم الرمل:

1. النسبة المئوية للرطوبة الموجودة فيه.

أن الزيادة في الحجم نسبة الى ذلك المشغول برمل مشبع وجاف السطح تزداد بزيادة محتوى الرطوبة للرمل والى حد 5 - 8 % والتي يحصل عندها تضخم في الرمل بمقدار 20 - 30 %، وعند تجاوز هذه النسبة لمحتوى الرطوبة تندمج الطبقات السطحية للماء المحيطة بحبيبات الرمل مع بعضها وتتحرك تحت تأثير وزنها عندما يصبح أكبر من قوة الشد السطحي للماء الى داخل الفجوات الموجودة بين الحبيبات مؤدية الى تقارب الحبيبات مع بعضها وبذلك يقل الحجم الكلي للرمل الى أن يصل الى حالة مشبعة وجافة السطح كما في الشكل (3-5).



شكل (3-5) العلاقة بين محتوى الرطوبة للرمل والنقصان في حجم الرمل.





2. النعومة (Fineness).

الرمل الناعم يتضخم أكثر ويصل الى الحد الأقصى للتضخم بمحتوى ماء أكثر من ذلك اللازم للرمل الخشن. الرمل المتناهي النعومة قد يصل تضخمه الى حد 40% بمحتوى ماء قدره 10%، ولكن هذا النوع غير صالح لصناعة خرسانة ذات نوعية جيدة. يمكن علاج ظاهرة التضخم بزيادة الحجم الظاهري للرمل بمقدار مساوي الى تضخمه.

4-3 المواد الضارة في الركام (Deleterious Substances in Aggregate):

تصنف المواد الضارة في الركام الى ثلاثة مجاميع:

1. المجموعة الأولى / الشوائب العضوية.

قد يكون الركام ذو خواص ميكانيكية جيدة ومع ذلك فإنه لا يكون صالحاً للأعمال الخرسانية في حالة أحتوائه على شوائب عضوية وذلك بسبب تأثير هذه المواد على التفاعلات الكيميائية لعملية الأماهة. أن المواد العضوية الموجودة في الركام ناتجة من انحلال أو بعض المواد النباتية وتظهر بشكل مواد عضوية منحلة أو تربة رملية طينية عضوية، وهذه المواد غالباً ما تكون موجودة في الركام الناعم بينما يندر وجودها في الركام الخشن والذي يمكن غسله بسهولة.

تفحص المواد العضوية الضارة في الركام حسب المواصفة القياسية الأمريكية (ASTM C40-0) والمواصفة القياسية العراقية رقم 33 لسنة 1983، حسب الخطوات التالية:

1. تؤخذ عينة نموذجية من الركام الناعم، ثم تجفف وتمرر من منخل مقاس 4.75 ملم.

2. تحضر قنينة زجاجية خاصة لهذا الغرض سعة 350 مل.





3. تملأ القنينة بالرمل ولحد 130 مل، ويضاف محلول هايدروكسيد الصوديوم تركيزه 3%، بحيث يصل الحجم الكلي الى 200 مل.
4. ترج القنينة بعد غلقها بأحكام لمدة 5 دقائق وتترك لمدة 24 ساعة.

بعد ذلك يقارن لون المحلول فوق الرمل مع لون محلول قياسي يحضر بأذابة 0.25 غم من ثاني كرومات البوتاسيوم النقية في 100 مل من حامض الكبريتيك المركز، ويتم تحليل النتائج وفق مايلي:

- (a) فاتح، يعني أن الرمل خال من المواد العضوية.
- (b) ممائل، يعني الرمل حاوي على كمية قليلة غير خطيرة من المواد العضوية.
- (c) غامق، حاوي على كمية كبيرة من المواد العضوية، لذلك يجب التأكد من خطورتها بحيث يجري فحص مقاومة الانضغاط وذلك بتحضير 3 مكعبات خرسانية بأستعمال عينة الفحص والسمنت والماء المقطر وثلاث مكعبات أخرى بأستعمال الرمل القياسي والسمنت والماء المقطر، وتغمر بالماء لمدة 24 ساعة وإذا كان متوسط المقاومة للمجموعة الأولى أقل بمقدار 10% من الثانية، يعد الرمل غير صالح للأعمال الإنشائية.

2. المجموعة الثانية/ الطين والمواد الناعمة الأخرى.

توجد بعض الحبيبات الناعمة جداً موجودة في الركام بشكل:

- 1-2 حبيبات ترابية سائبة غير مرتبطة بسطوح حبيبات الركام.





2-2 أغلفة سطحية لحبيبات الركام الخشن.

وتتألف هذه الحبيبات الناعمة جداً من:

- (i) الطين وهو المادة التي يكون مقاس حبيباتها أصغر من 0.002 ملم.
- (ii) الغرين وهو المادة التي يكون مقاس حبيباتها بين 0.002 – 0.06 ملم.

(الطين والغرين أعلاه موجودة في الركام الناتج من المصادر الطبيعية).

- (iii) غبار الكسارات وهو مادة ناعمة تتكون خلال عملية تحويل الصخور الى الحجر المكسر أو الحصى الى الرمل المكسر، حيث يمكن أزالته بواسطة الغسل.

في بعض الأحيان تكون الأغلفة الترابية ملتصقة بقوة ولا يمكن أزلتها بسهولة:

- (i) إذا كانت مستقرة كيميائياً فمن الممكن استعمال الركام في هذه الحالة مع أنها تزيد من الأنكماش.

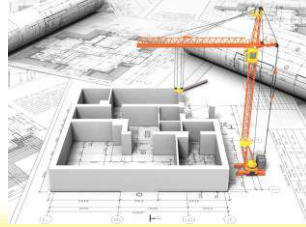
- (ii) أو قد تكون فعالة كيميائياً فتؤدي الى مشاكل خطيرة.

تأثير المواد الناعمة (Effect of Fine Materials).

أن تأثير المواد الناعمة يتصف بما يلي:

- (a) أن وجود المواد الناعمة في الركام بكميات كبيرة يزيد من حاجة الخليط للماء بسبب نعومتها ومساحتها السطحية العالية.
- (b) تقلل من قوة التلاصق بين الركام وعجينة السمنت.
- (c) تمدد وتقلص الخرسانة بصورة متزايدة وبالتالي تؤدي الى التشقق.





يتم أيجاد كمية الطين والغرين في الركام بأستعمال المنخل القياسي 75 مايكرون (رقم 200) وحسب المواصفة القياسية الأمريكية (ASTM C117-04)، وهناك طريقة أخرى لأيجاد محتوى الطين والمواد الناعمة وهي طريقة الترسيب وبموجب المواصفة القياسية البريطانية (B.S. 812)، أو طريقة أخرى هي الطريقة الحقلية. تحدد المواصفات القياسية الحد الأعلى لمحتوى المواد الناعمة المحدد بطريقة الترسيب والغسل على منخل رقم 200 بمقدار:

i) 3% للرمال أو رمل الحصى المكسر.

ii) 1% للركام الخشن.

3. الكتل الضعيفة القابلة للتفتت أو الغير ثابتة في الركام الخشن والتي تضعف متانة

الخرسانة تحت تأثير الظروف الخارجية المحيطة بها.

قد يحتوي الركام على حبيبات غير ثابتة قليلة الكثافة ولا تتمكن من المحافظة على بقائها مثل الكتل الطينية والخشبية والفحمية، وهذه الحبيبات تكون عرضة للتفكك والتفكك، وفي حال وجودها بنسبة عالية 2-5% من وزن الركام فإنها تقلل من مقاومة الخرسانة. الجدول (3-4) يبين الكميات المسموح بها للحبيبات الغير ثابتة بموجب المواصفة القياسية الأمريكية ASTM C33-78.





جدول (4-3) الكميات المسموح بها للحبيبات الغير ثابتة بموجب المواصفة القياسية الأمريكية ASTM C33-78.

محتوى الحد الأقصى كنسبة مئوية من الوزن		نوع الحبيبات
في الركام الناعم	في الركام الخشن	
3.0	5.0	الحبيبات سهلة التفتت
1.0-0.5	1.0-0.5	الفحم
-	5.0	الحبيبات الطرية
-	5.0-1.0	الصوان الذي يتفتت مباشرة

5-3 التدرج منقطع التسلسل (Gap Graded Aggregate):

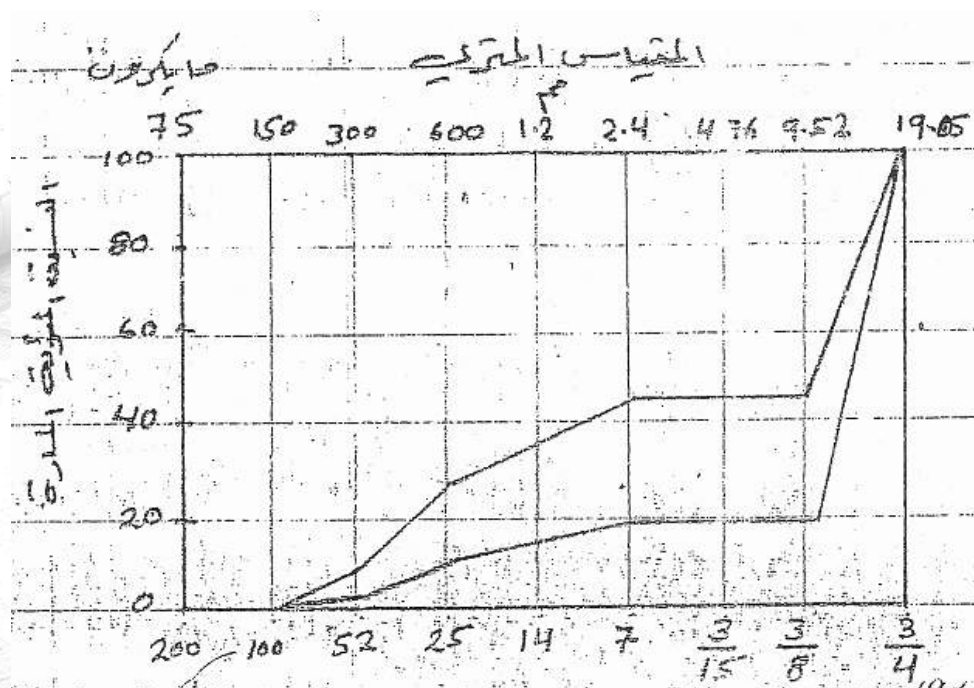
في حالة فقدان واحد أو أكثر من المقاسات المتوسطة (Intermediate Size Fraction) فإن التدرج يسمى بالتدرج منقطع التسلسل، حيث يمثل بخط أفقي على حدود المقاسات المفقودة. على سبيل المثال أن منحني التدرج العلوي والسفلي في الشكل (3-6) تبين بأن الحبيبات التابعة للمقاسات بين 2.36 – 10 ملم مفقودة. أن فقدان المقاسات المتوسطة يؤدي الى خطر الانعزال.

عند فقدان المتوسطة يجب السيطرة على عملية مناولة الخرسانة (النقل)، والعناية عند اختيار نسب الخلط (بصورة عامة تقليل محتوى الرمل في الخليط). تجدر الإشارة الى احتمال تدرج بعض الركام الاعتيادي منقطع التسلسل. إشارة الدراسات الى أنه عند استعمال ركام بتدرج منقطع التسلسل فإن مقاومة الأنضغاط والشد للخرسانة لا تتأثر، وفي حالة استعمال مواد معينة ولتثبيت نسبة الركام/





السمت (بتعديل محتوى الرمل)، يتم الحصول على قابلية تشغيل ومقاومة مماثلة في حالة أستعمال أي نوع من الركام سواء كان بتدرج منقطع التسلسل أو مستمر التسلسل. يستعمل الركام المنقطع التدرج في كافة أنواع الخرسانة وله أستعمالات خاصة (أغراض معمارية).

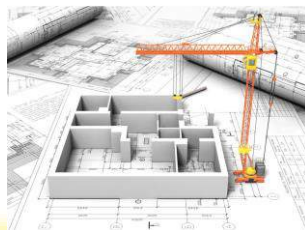


شكل (6-3) العلاقة بين التدرج والنسبة المئوية المارة.

6-3 المقاس الأقصى للركام (Maximum Aggregate Size):

عند زيادة مقاس حبيبات الركام تقل المساحة السطحية المطلوب ترطيبها لوحدة الوزن. أن تحديد تدرج الركام الى مقاس أقصى أكبر سيققل من متطلبات الخليط للماء، وبنفس الوقت عند تحديد قابلية تشغيل ومحتوى السمت في الخليط فمن الممكن تخفيض نسبة الماء الى المواد السمنتية وبالتالي زيادة مقاومة الخرسانة. أن السلوك أعلاه أكد بفحوصات ولحد مقاس أقصى مساو لـ 38.1

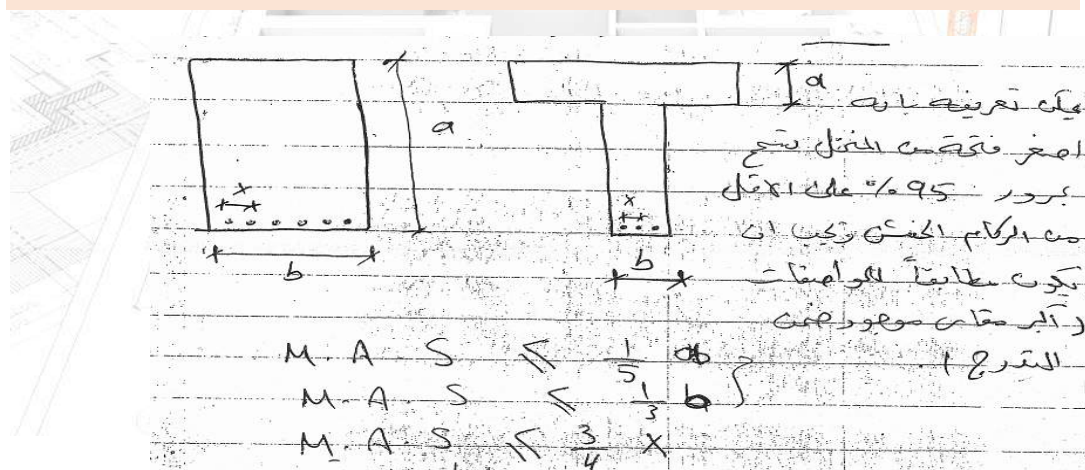




ملم، ولكن بعد هذا المقاس يبدأ تأثير مضاد ومهم على المقاومة وهو زيادة مساحة التلاصق بين الحبيبات الكبيرة والملاط أذ أنه بزيادتها سيزداد احتمال وجود الشغرات في السطح البيني بين سطح الحبيبات والملاط.

هناك محددات أنشائية للمقاس الأقصى للركام المستعمل كسمك المقطع والتباعد بين قضبان حديد التسليح وحسب مايلي وموضح في الشكل (7-3):

1. لايزيد المقاس الأقصى للركام عن $3/1$ الى $5/1$ سمك الصبة الخرسانية.
2. لايزيد المقاس الأقصى للركام عن $3/4$ الفضاء الصافي بين قضبان حديد التسليح. ويمكن تعريف المقاس الأقصى للركام بأنه أصغر فتحة من المنخل تسمح بمرور 95% على الأقل من الركام الخشن ويجب أن يكون مطابقاً للمواصفات (أكبر مقاس موجود ضمن التدرج).



شكل (7-3) محددات المقاس الأقصى للركام.

من جداول خاصة نختار الفتحة الأصغر أو الأقل بين الأحتالات الثلاثة.





الفصل الثالث: ركام الخرسانة (Concrete Aggregate).

المحاضرة الثانية عشر: التحليل المنخلي للركام (نظري، 2 ساعة).

7-3 التحليل المنخلي (Sieve Analysis):

يستعمل التحليل المنخلي عادةً لتصنيف الركام نسبةً الى مقاس حبيباته وتطلق تسمية التحليل المنخلي للركام على عملية تقسيم نموذج الركام الى أجزاء يتكون كل منها من حبيبات متماثلة المقاس. تكون فتحات المناخل المستعملة للفحص مربعة الشكل حسب المواصفة القياسية البريطانية (B.S. 410:1986) والأمريكية (ASTM E11-87). تعرف المناخل سابقاً بمقاس الفتحة بالأنج للمقاسات الكبيرة، وبعدد الفتحات في الأنج الواحد للمناخل الأصغر من $\frac{1}{4}$ أنج، مثلاً المنخل رقم 100 يعني أن هنالك 100 فتحة * 100 فتحة في الأنج المربع الواحد. أما في الوقت الحاضر فتعرف بمقاس الفتحة الأسمي (Nominal Aperture Size) بالمليمترات أو المايكروانات.

تتألف المناخل المستعملة للتحليل المنخلي لركام الخرسانة من متسلسلة يكون مقاس الفتحة الصافي لأي منخل فيها مساوي تقريباً الى نصف مقاس الفتحة للمنخل التالي الأكبر، ومقاسات مناخل الفحص لهذه المجموعة التابعة للمواصفات البريطانية مبينة في الجدول (3-5). في بعض الأحيان وبالأخص لأغراض البحث قد يتطلب الأمر معرفة مقاسات مناخل إضافية والجدول (3-6) يبين مقاسات المناخل القياسية. تعين مقاسات الحبيبات لركام الخرسانة بواسطة التحليل المنخلي حسب الطريقة المبينة في المواصفة القياسية البريطانية (B.S. 812: 1975) والمواصفة القياسية العراقية رقم 30 لسنة 1984. يستعمل في هذا الفحص ركام مجفف بالهواء لتجنب تكتل الحبيبات ولمنع انسداد فتحات المناخل الناعمة وخاصةً عند استعمال الركام الناعم، حيث أن هذه التكتلات تصنف ضمن مقاس المنخل المتكتلة عليه.





أن وزن عينة الفحص المأخوذة من النموذج المختبري بطريقة التقسيم الرباعي أو النصفية يجب أن يطابق الحد الأدنى المبين في جدول رقم (3-7). يفضل أن توضح نتائج التحليل المنخلي بشكل جدول كما في الجدول (3-8)، حيث تحسب النسبة المئوية المارة المجمع إلى أقرب 1% لكل منخل. تستخدم النسبة المئوية المارة المجمع أيضاً لرسم منحنيات التدرج كما موضح في شكل (3-8).

جدول (3-5) مقاسات أو أرقام المناخل المستعملة في ركام الخرسانة بموجب المواصفة القياسية البريطانية (B.S. 410:1976).

مايكرونات				مليمترات							مقاس أو رقم المنخل	المواصفة
75	150	300	600	1.18	2.36	5	10	20	37.5	75		القياسية
												البريطانية
												B.S.)
												410:
												(1976
مايكرونات				مليمترات							المقاس	المقاس
75	150	300	600	1.20	2.40	4.76	9.52	19.05	38.1	76.2		المكافئ
أرقام المناخل				الأنجاس								في
200	100	52	25	14	7	3/16	3/8	0.75	1.5	3	المواصفة	
											القياسية	
											البريطانية	





جدول (6-3) مقاسات أو أرقام المناخل المستعملة في ركام الخرسانة بموجب المواصفة القياسية البريطانية والأمريكية.

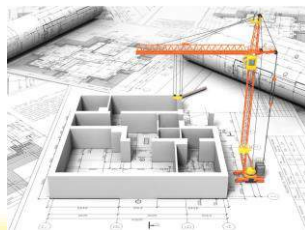
متسلسلة المناخل القياسية حسب المواصفة القياسية الأمريكية	متسلسلة المناخل القياسية حسب المواصفة القياسية البريطانية	عرض الفتحة (ملم)	مقاس أو رقم المنخل
5 أنج	-	125	125 ملم
4.24 أنج	4 أنج	106	106 ملم
3 ½ أنج	3 ½ أنج	90	90 ملم
3 أنج	3 أنج	75	75 ملم
2 ½ أنج	2 ½ أنج	63	63 ملم
2 أنج	2 أنج	53	53 ملم
1 ¾ أنج	1 ¾ أنج	45	45 ملم
1 ½ أنج	1 ½ أنج	37.5	37.5 ملم
1 ¼ أنج	1 ¼ أنج	31.5	31.5 ملم
1 أنج	1 أنج	26.5	26.5 ملم
7/8 أنج	7/8 أنج	22.4	22.4 ملم
¾ أنج	¾ أنج	19.0	19.0 ملم
5/8 أنج	5/8 أنج	16.0	16.0 ملم
0.530 أنج	½ أنج	12.2	13.2 ملم
7/16 أنج	-	11.2	11.2 ملم
3/8 أنج	3/8 أنج	9.5	9.5 ملم





متسلسلة المناخل القياسية حسب المواصفة القياسية الأمريكية	متسلسلة المناخل القياسية حسب المواصفة القياسية البريطانية	عرض الفتحة (ملم)	مقاس أو رقم المنخل
5/16 أنج	5/16 أنج	8.0	8.0 ملم
0.265 أنج	1/4 أنج	6.7	6.7 ملم
رقم 3 1/2	-	5.6	5.6 ملم
رقم 4	3/16 أنج	4.75	4.75 ملم
رقم 5	-	4.00	4.00 ملم
رقم 6	رقم 5	3.35	3.35 ملم
رقم 7	رقم 6	2.80	2.80 ملم
رقم 8	رقم 7	2.36	2.36 ملم
رقم 10	رقم 8	2.00	2.00 ملم
رقم 12	رقم 10	1.70	1.70 ملم
رقم 14	رقم 12	1.40	1.40 ملم
رقم 16	رقم 14	1.18	1.18 ملم
رقم 18	رقم 16	1.00	1.00 ملم
رقم 20	رقم 18	0.050	850 مايكرون
رقم 25	رقم 22	0.710	710 مايكرون
رقم 30	رقم 25	0.600	600 مايكرون
رقم 35	رقم 30	0.500	500 مايكرون
رقم 40	رقم 36	0.425	425 مايكرون
رقم 45	رقم 44	0.355	355 مايكرون





متسلسلة المناخل القياسية حسب المواصفة القياسية الأمريكية	متسلسلة المناخل القياسية حسب المواصفة القياسية البريطانية	عرض الفتحة (ملم)	مقاس أو رقم المنخل
رقم 50	رقم 52	0.300	300 مايكرون
رقم 60	رقم 60	0.250	250 مايكرون
رقم 70	رقم 72	0.212	212 مايكرون
رقم 80	رقم 85	0.180	180 مايكرون
رقم 100	رقم 100	0.150	150 مايكرون
رقم 120	رقم 120	0.125	125 مايكرون
رقم 140	رقم 150	0.106	106 مايكرون
رقم 170	رقم 170	0.090	90 مايكرون
رقم 200	رقم 200	0.075	75 مايكرون
رقم 230	رقم 240	0.063	63 مايكرون
رقم 270	رقم 300	0.053	53 مايكرون
رقم 325	رقم 350	0.045	45 مايكرون
رقم 400	-	0.038	38 مايكرون





جدول (7-3) الحد الأدنى لوزن النموذج المستعمل في التحليل المنخلي طبقاً للمواصفات القياسية البريطانية (B.S. 812: 1975) والمواصفة القياسية العراقية رقم 30 لسنة 1984.

الحد الأدنى لوزن عينة النخل (كغم)	الحد الأعلى لمقاس حبيبات العينة (ملم)
63	50
35	50
15	40
5	28
2	20
1	14
0.5	10
0.2	6، 5، 3
0.1	أقل من 3

جدول (8-3) نموذج للتحليل المنخلي.

النسبة المئوية المجمعة المحجوزة	النسبة المئوية المجمعة المارة	النسبة المئوية المحجوزة	الوزن المحجوز (غم)	مقاس المنخل	
				أمريكية	بريطانية
0	100	0	0	3/8 أنج	10 ملم
2	98	2	6	4	5 ملم
12	88	10.1	31	8	2.36 ملم
22	78	9.8	30	16	1.18 ملم



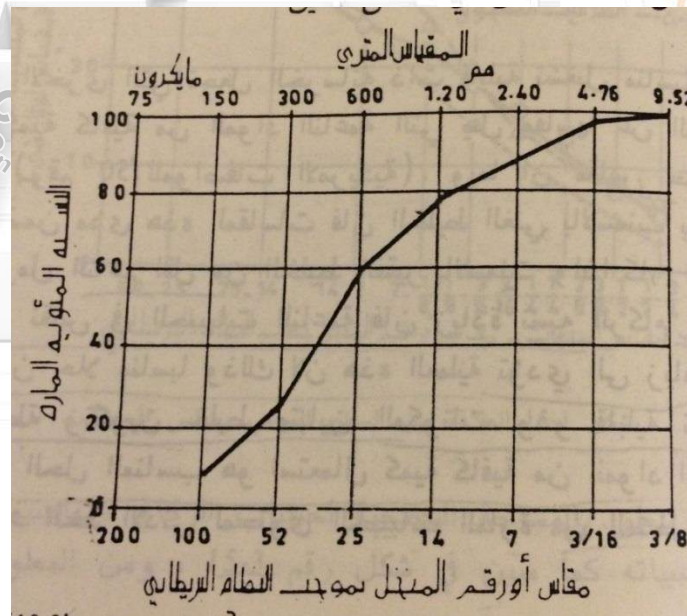


النسبة المئوية الجمعة المحجوزة	النسبة المئوية المجمع المارة	النسبة المئوية المحجوزة	الوزن المحجوز (غم)	مقاس المنخل	
				أمريكية	بريطانية
41	59	19.2	59	30	600 مايكرون
76	24	34.9	107	50	300 مايكرون
93	7	17.3	53	100	150 مايكرون
		6.8	21	100	أقل من 150 مايكرون

الوزن الكلي = 307 غم.

مجموع النسب المئوية المجمع المحجوزة = 246.

معامل النعومة = 2.46.



شكل (8-3) نموذج يمثل منحنى التدرج للبيانات في الجدول (8-3).





8-3 معامل النعومة (Fineness Modulus):

مجموع النسب المئوية المجمعة المحجوزة على متسلسلة المناخل القياسية ابتداءً من أصغر منخل وإلى حد أكبر منخل موجود مقسوماً على 100%. يدل معامل النعومة على متوسط مقاس الركام ويحسب ابتداءً من المنخل الأنعم، على سبيل المثال إذا كان معامل النعومة 4، يعني أن مقاس المنخل الرابع 1.18 ملم يمثل المقاس المتوسط للركام، حيث أن قيمة هذا المعامل تزداد بزيادة خشونة الركام. لا يمكن استعمال معامل النعومة لوصف تدرج الركام للأسباب التالية:

1. لأن متغير واحد وهو المتوسط لا يمكن أن يمثل توزيع مقاسات الركام.
2. أن عدد غير محدد من منحنيات التدرج المختلفة يمكن أن يكون لها نفس قيمة معامل النعومة.

ولكنه قد يكون مفيداً في :

1. معرفة التغيرات الطفيفة في ركام نفس المصدر.
2. يستعمل في بعض طرق تصميم الخلطات الخرسانية.

9-3 منحنيات التدرج ومتطلباتها (Grading Curves & its Requirements):

يعبر عادةً عن نتائج التحليل المنخلي للركام بشكل بياني يوضح العلاقة بين مقاس فتحة المنخل والنسبة المئوية المجمعة المارة (Cumulative Percentage Passing)، كما موضح في شكل (3-8)، والذي يمثل النتائج المدرجة في جدول (3-8) وذلك لتوضيح النتائج بشكل أفضل. لهذا السبب





تستعمل مخططات التدرج بصورة واسعة، وبأستعمالها يمكن معرفة فيما إذا كان التدرج لنموذج معين من الركام مطابقاً للمواصفات القياسية أو أن هنالك نقص في مقاس معين.

أن تدرج الركام يلعب دوراً كبيراً في تحديد قابلية التشغيل للخليط والتي بدورها تحدد الجهد المطلوب المبذول للحصول على رص متكامل أي أقصى كثافة ممكنة مما يؤدي الى زيادة مقاومتها، فالجهد المبذول للحصول على رص كلي يكون أقل عندما يكون التدرج منتظم وينعكس ذلك على الناحية الاقتصادية.

أن العوامل التي تحدد ملائمة تدرج الركام هي:

1. قابلية التشغيل ومدى ميله للانغزال.

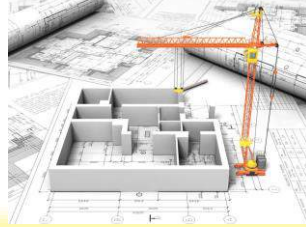
لغرض الحصول على خرسانة مرضية يجب أن تكون ذات قابلية تشغيل مناسبة وتجنب حصول الأنغزال، ومن أجل تحقيق ذلك يجب أن:

1-1 تتداخل الحبيبات ذات المقاسات المختلفة مع بعضها البعض، أي تحتل الحبيبات الصغيرة الفجوات بين الحبيبات الكبيرة، والتي بدورها تمنع الملاط من المرور بصورة حرة خارج الفجوات الموجودة بين الركام الخشن. ومن الضروري أيضاً أن تكون الفجوات بين الركام المختلط (Combined Aggregate) صغيرة لدرجة تمنع مرور عجينة السمنت والانتشار خارجها.

2-1 أن تتضمن الخرسانة كمية كافية من المواد الناعمة التي يقل مقاسها عن 300 مايكرون.

3-1 بما أن مقاسات حبيبات السمنت يكون ضمن مدى هذه المقاسات، فأن الخليط الغني بالسمنت يحتاج الى كمية من الرمل الناعم أقل من الخليط الفقير بالسمنت.





4-1 إذا كان تدرج الرمل يعاني من نقص في الحبيبات الناعمة، فإن الزيادة في نسبة الركام الناعم الى الخشن لا يكون حلاً مناسباً وذلك لأن هذه العملية تؤدي الى زيادة المقاسات المتوسطة وتكون خليط متباين المكونات وذو قابلية تشغيل واطئة، ولهذا فإن الحل المناسب هو استعمال كمية كافية من المواد الناعمة.

2. الحجم النسبي الذي يشغله الركام في الخرسانة.

إذا ما أخذت بنظر الاعتبار الناحية الاقتصادية عند تحديد نسب الخليط في الخرسانة، فلا بد أن يشغل الركام أكبر حجم نسبي ممكن وذلك لرخص ثمنه مقارنةً بالسمنت. إضافةً الى ذلك كلما كانت كمية حبيبات الركام التي تشغل حجم معين من الخرسانة أكثر كلما كانت كثافة الخرسانة أكبر ومقاومتها أعلى، ولكن من ناحية أخرى لوحظ بأن تدرج الركام لأعطاء أقصى كثافة يجعل الخليط متباين المكونات وذو قابلية تشغيل واطئة. يمكن تحسين قابلية التشغيل عند توفير مزيد من عجينة السمنت فوق تلك اللازمة للملئ الفجوات في الرمل، وكذلك توفير مزيد من الملاط فوق ذلك اللازم للملئ الفجوات في الركام الخشن.

3. المساحة السطحية للركام (Surface Area of Aggregate).

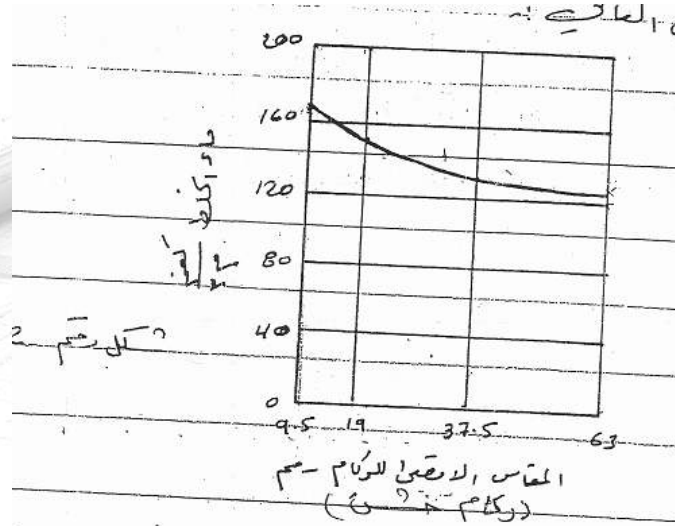
أن المساحة السطحية لحبيبات الركام تتناسب عكسياً مع مقاس حبيباته. يجب أن تكون كمية عجينة السمنت كافية لتغطية سطوح كل الحبيبات وبذلك كلما تقل المساحة السطحية للركام، تقل الحاجة الى كمية عجينة السمنت والماء اللازم للخليط تبعاً لذلك. إذا زاد المقاس الأقصى للركام تقل مساحته السطحية النوعية فيقل بذلك الماء اللازم للخليط وكما في الشكل (3-9).

أن تدرج الركام عامل رئيسي في السيطرة على قابلية التشغيل لخليط الخرسانة والتي بدورها تؤثر على حاجة الخليط للماء والسمنت، وتسيطر على عملية الأنغزال، وتؤثر على النضج وعملية





صب وأنهاء الخرسانة (الخرسانة الطرية)، كذلك تؤثر على خواص الخرسانة في الحالة المتصلبة كالمقاومة والأنكماش والمتانة.



شكل (9-3) العلاقة بين المقاس الأقصى للركام وماء الخلط اللازم.

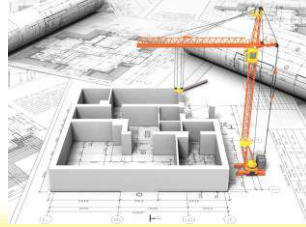
1-9-3 التدرج العملي (Practical Grading):

من الناحية العملية يكون من الضروري استعمال الركام المتوفر موقِعاً أو الموجود في مكان قريب من العمل، وبصورة عامة يمكن إنتاج خرسانة مرضية من أي نوع متوفر من الركام اذا توفرت المهارة والعناية الكافية. المنحنيات المبينة في النشرة رقم 4 من أبحاث الطرق في المملكة المتحدة (Road Research Note # 4) تستعمل كأساس لمقارنة الركام المتوفر لعمل الخرسانة، والمنحنيات المدرجة فيها هي:

1. منحني للركام ذو المقاس الأقصى 19.05 ملم.

2. منحني للركام ذو المقاس الأقصى 38.1 ملم.





3. منحني للركام ذو المقاس الأقصى 9.52 ملم، أعدت من قبل رابطة السمنت والخرسانة (Cement & Concrete Association)، لاحظ الأشكال (3-10، 3-11، 3-12).

أن كلاً من الأشكال أعلاه يتضمن 4 منحنيات تدرج. بسبب احتواء الركام المستعمل بصورة عامة على مقاسات أكبر وأصغر من المقاسات القياسية، وكذلك بسبب وجود تغيرات ضمن مقاسات أي جزء (Fraction)، هنالك احتمال كبير لوقوع التدرج العملي بالقرب من هذه المنحنيات بدلاً من مطابقتها تماماً، لذا يفضل الإشارة الى مناطق التدرج (Grading Zone) بدلاً من المنحنيات الفردية. ميزات المنحني رقم 1 في الأشكال (3-10، 3-11، و 3-12):

1. تكون قابلية تشغيله أفضل (لأن توزيعه منتظم).
2. يمكن أستعماله في الخلطات الخرسانية بنسبة ماء الى مواد سمنتية أقل.

ميزات المنحني رقم 4 في الشكل (3-10، 3-11، و 3-12):

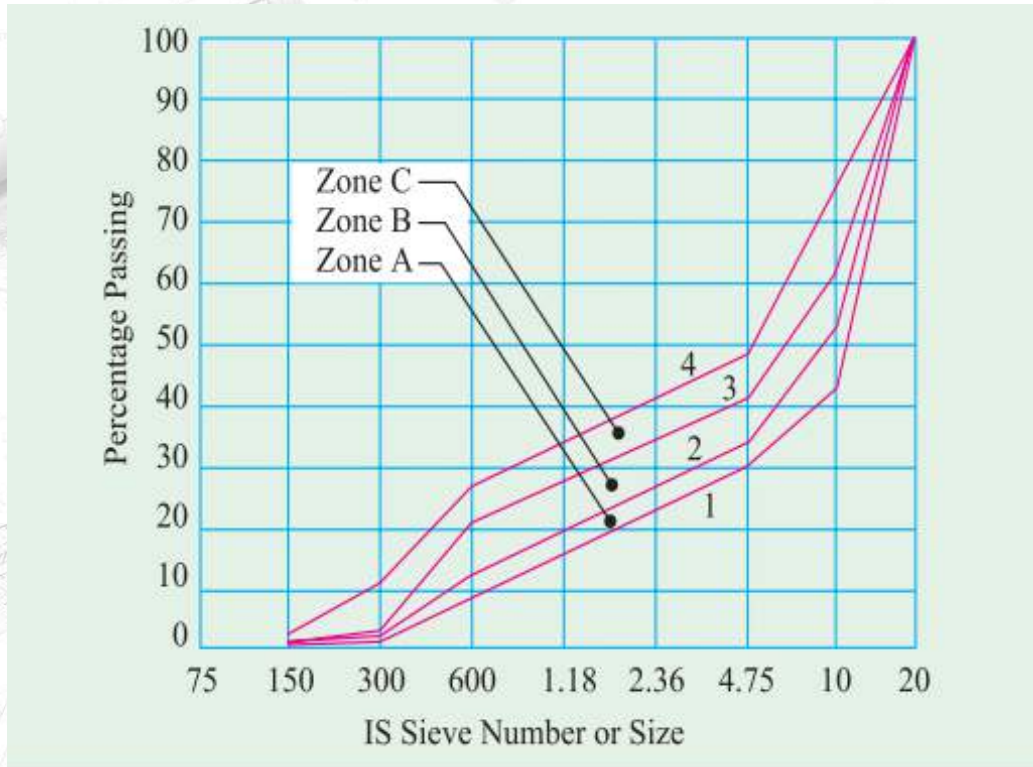
1. تماسكه أفضل.
2. قابلية تشغيله واطئة.

إذا أريد الحصول على قابلية تشغيل مماثلة في خليطين محتويين على نسب مماثلة من الركام/ السمنت وبأستعمال ركام تابع لمنحنيات التدرج 1 و 4، فإن الأخير يحتاج الى محتوى ماء أعلى مما يؤدي الى حصوله على مقاومة أقل. أما إذا أريد الحصول على مقاومة مماثلة، فإن الخرسانة المصنوعة من ركام ناعم يجب أن تكون غنية بالسمنت أكثر.



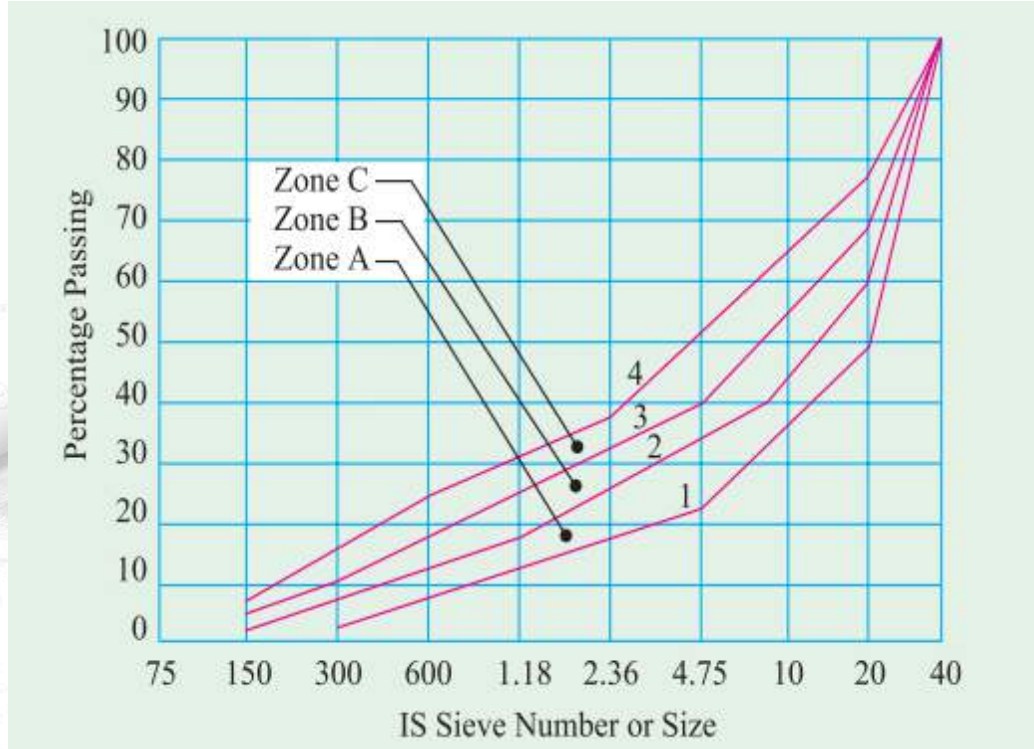
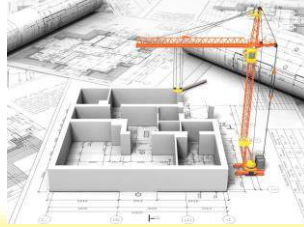


في حالة وقوع التدرج جزئياً في منطقة واحدة وجزئياً في منطقة أخرى يكون هناك خطر حصول الأنغزال عند فقدان عدد من المقاسات المتوسطة (تدرج منقطع التسلسل Gap Graded). من جهة أخرى في حالة كان هناك مزيداً من المقاسات المتوسطة في الركام فإن الخليط يكون متباين المكونات وذو قابلية تشغيل واطئة (Harsh Mix) ومن الصعب رصه باليد أو حتى بالهزارة.



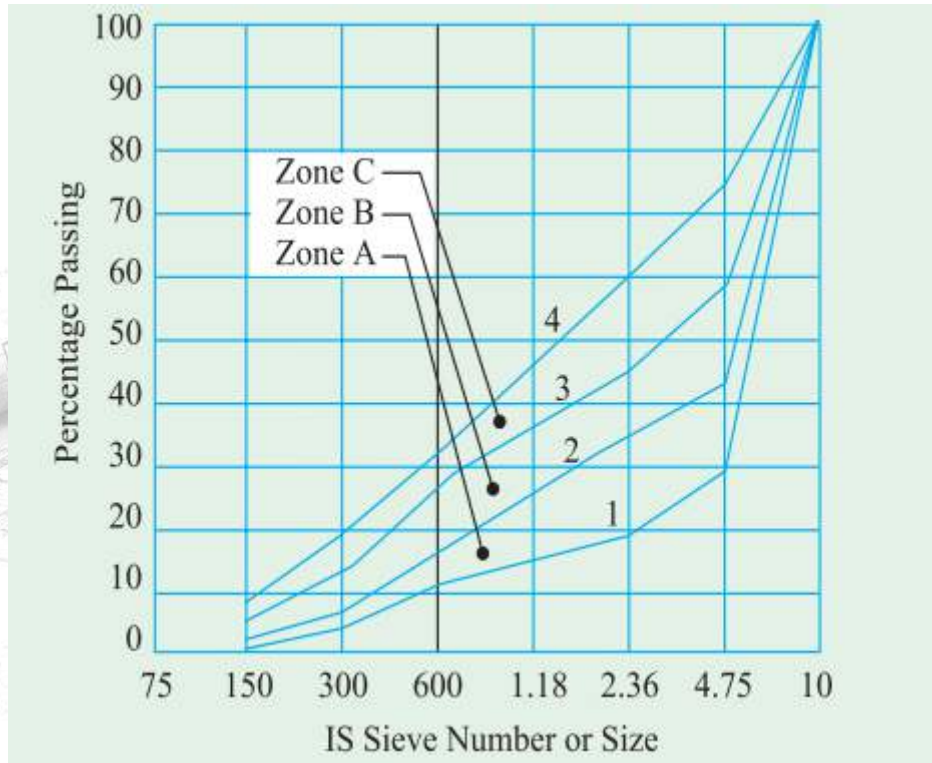
شكل (3-10) منحنيات التدرج للركام ذو المقاس الأقصى 19.05 ملم وفقاً للنشرة رقم 4 من أبحاث الطرق في المملكة المتحدة.





شكل (3-11) منحنيات التدرج للركام ذو المقاس الأقصى 38.1 ملم وفقاً للنشرة رقم 4 من أبحاث الطرق في المملكة المتحدة.



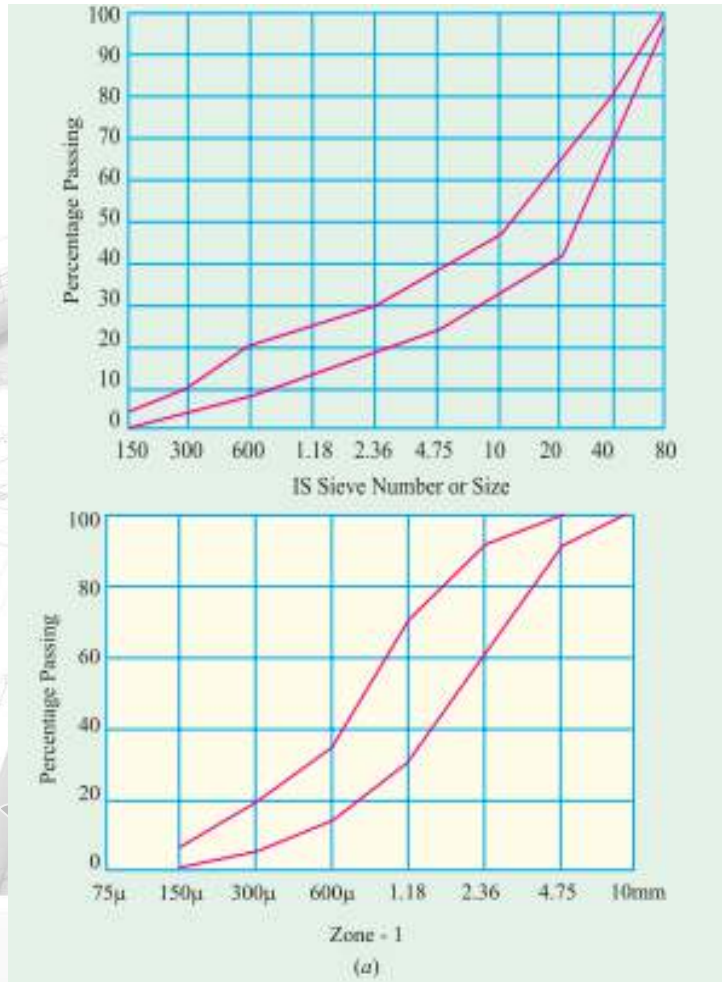
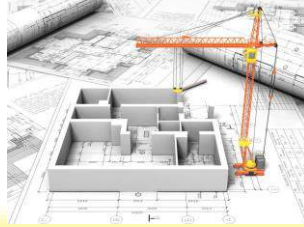


شكل (3-12) منحنيات التدرج للركام ذو المقاس الأقصى 9.52 ملم وفقاً للنشرة رقم 4 من أبحاث الطرق في المملكة المتحدة.

2-9-3 تدرج الركام الناعم والخشن (Grading of Fine & Coarse Aggregate):

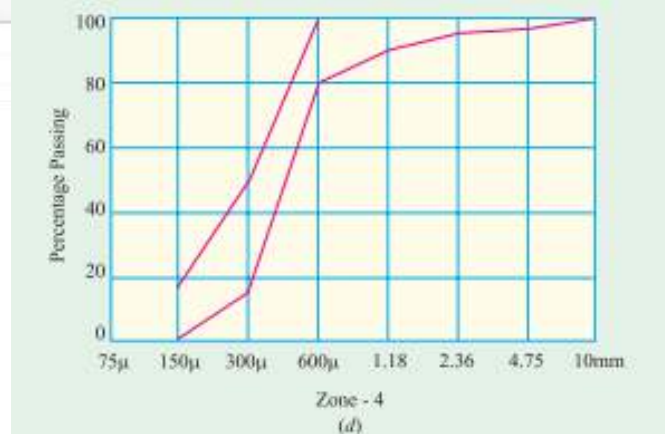
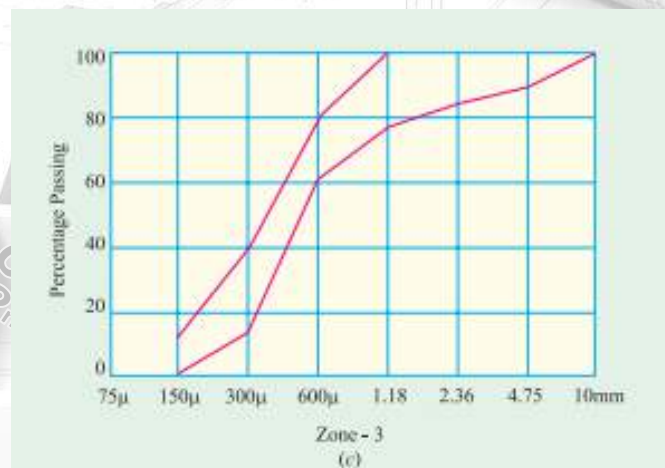
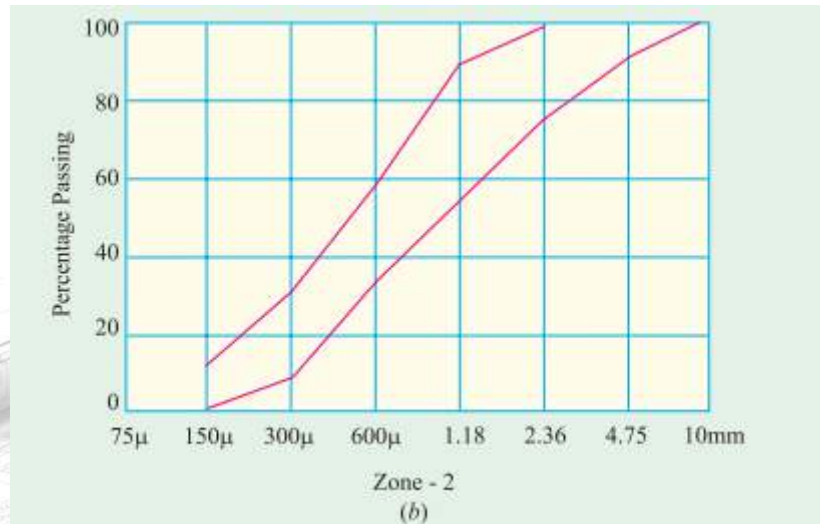
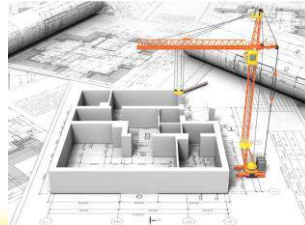
من الناحية العملية يكون من الضروري تحديد كميات الرمل والحصى والسيطرة على تدرجها كل على أنفراد، لذا تحدد متطلبات كل من الرمل والحصى من قبل المواصفات القياسية العالمية. المواصفة القياسية العراقية رقم 45 لسنة 1984 تحدد متطلبات التدرج للركام الناعم حيث يصنف الركام الى 4 مناطق تدرج كما مبين في جدول رقم (3-9) والشكل (3-13)، المناطق أ، ب، ج، و (د).





شكل (3-13) حدود التدرج للرمال للمناطق من 1 الى 4 طبقاً للمواصفة القياسية البريطانية
(B.S. 882: 1973).







جدول (3-9) : حدود تدرج الركام الناعم.

النسبة المئوية للمواد المارة من المناخل				رقم المنخل م.ق.ع 23
منطقة تدرج رقم 4	منطقة تدرج رقم 3	منطقة تدرج رقم 2	منطقة تدرج رقم 1	
100	100	100	100	10 م
100-95	100-90	100-90	100-90	4.75 م
100-95	100-85	100-75	95-60	2.36 م
100-90	100-75	90-55	70-30	1.18 م
100-80	79-60	59-35	34-15	600 مايكرون
50-15	40-12	30-8	20-5	300 مايكرون
15-صفر	10-صفر	10-صفر	10-صفر	150 مايكرون

أن أي ركام يقع تدرجه كلياً ضمن حدود أي واحدة من المناطق الأربعة يعد صالحاً للاستخدام من الناحية الإنشائية، ويسمح بتجاوز مقداره 5% بالوزن من مقدار النسبة المئوية المارة من كل المناخل عدا المنخل قياس 600 مايكرون، وذلك لأن تقسيم الركام الى مناطق يستند على النسبة المئوية المارة من منخل قياس 600 مايكرون . بأي حال من الأحوال لا يجوز أن يكون الركام المستعمل أنعم من الحدود الفعلية لأنعم تدرج (منحني رقم 4)، وبنفس الوقت لا يجوز أن يكون الركام المستعمل أخشن من الحدود الفعلية لأخشن تدرج (منحني رقم 1)، أن الاستثناء الوحيد في ذلك هو للحجر المكسر حيث يرفع الحد الأعلى للنسبة المئوية المارة من المنخل 150 مايكرون ولكل مناطق التدرج الى 20%.





بصورة عامة يمكن أستعمال الرمل الواقع في أي منطقة من مناطق التدرج الأربعة للأعمال الإنشائية، ولكن المواصفة البريطانية القياسية تحدد في حالة أستعمال الرمل الناعم التابع لمنطقة التدرج رقم 4 في الخرسانة المسلحة بوجوب إجراء اختبار التأكد من ملائمته للاستعمال. ونظراً لكون الجزء الأكبر من هذا الرمل أصغر من قياس المنخل 600 مايكرون، لذا فأن تدرجه يكون مقارباً لتدرج الركام منقطع التسلسل تقريباً. يجب الأعتناء بشكل خاص عند اختيار نسب الخلط، وبصورة عامة يمكن الحصول على خرسانة جيدة بأستعمال رمل تابع لمنطقة التدرج رقم 4 وخصوصاً عند أستعمال في عملية الرص.

من جهة أخرى فأن الرمل الخشن التابع لمنطقة التدرج رقم 1 ينتج خليط متباين المكونات وذو قابلية تشغيل واطئة (Harsh Mix)، ولزيادة قابلية التشغيل لابد من زيادة محتوى الرمل في الخليط، كما وأن هذا النوع من الرمل يكون مناسباً للأستعمال في الخلطات الغنية بالسمنت أو في خرسانة ذات قابلية تشغيل واطئة. أن منطقة التدرج رقم 2 تمثل رملأ متوسط التدرج. أن المواصفة القياسية العراقية تحدد متطلبات تدرج الركام الخشن كما مبين في الجدول رقم (3-10).

يجب أن يكون الركام الناعم مدرج كما مفصل في الجدول رقم (3-9) أعلاه، وأن لايزيد مجموع الاختلاف المسموح به عن 5%، ويشمل هذا الاختلاف النسب المرسوم تحتها خط فقط ويمكن تقسيم هذا الاختلاف على عدد من المناخل. كما ويجوز زيادة نسبة المواد المارة من منخل مقاس 150 مايكرون في حالة رمل الحجر المكسر الى 20%.





جدول (3-10): حدود التدرج للركام الخشن حسب المواصفة القياسية العراقية رقم 45 لسنة 1984.

النسبة المئوية للمواد المارة من المناخل								مقاس المنخل حسب م.ق.ع 23
المقاس الاسمي للركام ذا مقاس واحد(مم)					المقاس الاسمي للركام المدرج			
10مم	14مم	20مم	40مم	63مم	5-14مم	5-20مم	5-40مم	
-	-	-	-	100	-	-	100	75 مم
-	-	-	100	100-85	-	-	-	63 مم
-	-	100	100-85	صفر-30	-	100	100-95	37.5 مم
-	100	100-85	صفر-25	صفر-5	100	100-95	70-35	20 مم
100	100-85	-	-	-	100-90	-	-	14 مم
100-85	صفر-25	صفر-25	صفر-5	-	85-50	60-30	40-10	10 مم
صفر-25	صفر-10	صفر-5	-	-	صفر-10	صفر-10	صفر-5	5 مم
صفر-5	-	-	-	-	-	-	-	2.36مم

Concrete Technology Lectures
2nd Stage/Civil Eng. Department.
Dr. Ammar Saleem Khazaal





الفصل الثالث: ركام الخرسانة (Concrete Aggregate).

المحاضرة الثالثة عشر: فحوصات الركام (نظري، 2 ساعة).

3-10 (Testing of Aggregates)

3-10-1 Test for Determination of Flakiness Index:

The flakiness index of aggregate is the percentage by weight of particles in it whose least dimension (thickness) is less than three-fifths of their mean dimension. The test is not applicable to sizes smaller than 6.3 mm.

This test is conducting by using a metal thickness gauge of the description shown in Fig. (3-14). A sufficient quantity of aggregate is taken such that a minimum number of 200 pieces of any fraction can be tested. Each fraction is gauged in turn for thickness on the metal gauge. The total amount passing in the gauge is weighed to an accuracy of 0.1% of the weight of the sample taken. The flakiness index is taken as the total weight of the material passing the various thickness gauges expressed as a percentage of the total weight of the sample taken. Table (3-10) shows the standard dimensions of thickness and length gauges.



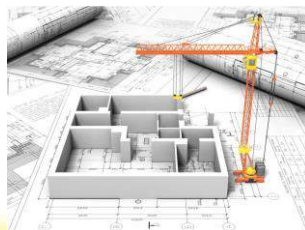


Table (3-10) Dimensions of thickness and length gauges.

Size of aggregate thickness		Length of gauge* (mm)	Gauge** (mm)
Passing through IS sieve (mm).	Retained on IS sieve (mm).		
63	50	33.9	-
50	40	27.00	81.0
40	25	19.50	58.5
31.5	25	16.95	-
25	20	13.50	40.5
20	16	10.80	32.4
16	12.5	8.55	25.6
12.5	10	6.75	20.2
10	6.3	4.89	14.7

(*) This dimension is equal to 0.6 times the mean sieve size.

(**) This dimension is equal to 1.8 times the mean sieve size.



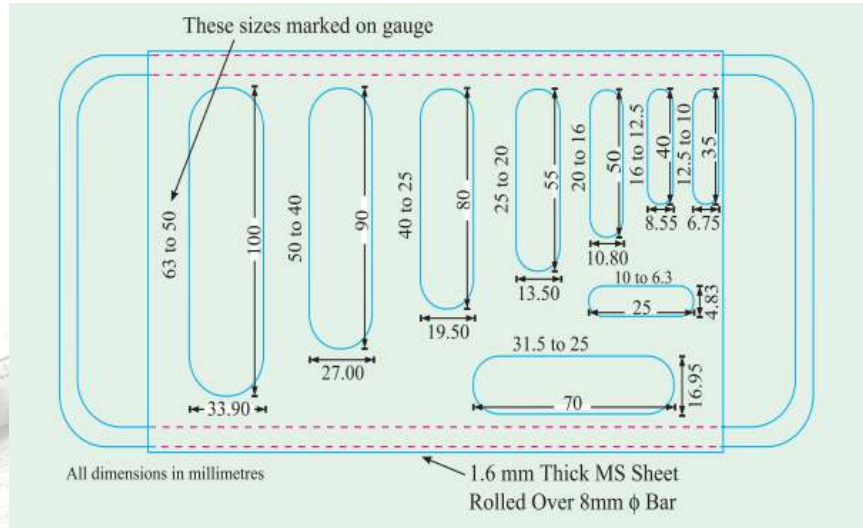
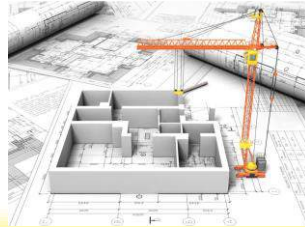


Fig. (3-14) Metal thickness gauge.

3-10-2 Test for Determination of Elongation Index:

The elongation index on an aggregate is the percentage by weight of particles whose greatest dimension (length) is greater than 1.8 times their mean dimension. The elongation index is not applicable to sizes smaller than 6.3 mm.

This test is conducting by using metal length gauge of the description shown in Fig. (3-15). A sufficient quantity of aggregate is taken to provide a minimum number of 200 pieces of any fraction to be tested. Each fraction shall be gauged individually for length on the metal gauge. The gauge length used shall be that specified in column of 4 of Table (3-10) for the appropriate size of material. The total amount retained by the gauge length shall be weighed to an accuracy of at least 0.1% of the weight of the test samples taken.

The elongation index is the total weight of the material retained on the various length gauges expressed as a percentage of the total weight of the sample gauged. the presence of elongated particles in excess of 10 to





15% is generally considered undesirable, but no recognised limits are laid down.

British standard BS 882 of 1992 limits the flakiness index of the coarse aggregate to 50 for natural gravel and to 40 for crushed coarse aggregate. However, for wearing surfaces a lower values of flakiness index are required.

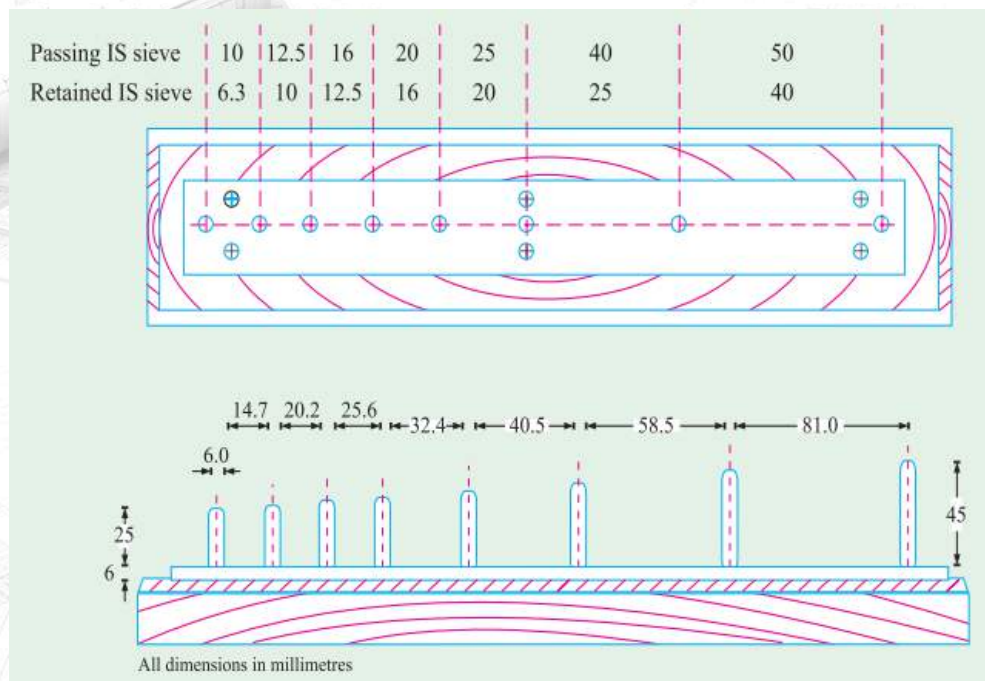


Fig. (3-15) Metal length gauge.

3-10-3 Test for Determination of clay, fine silt, and fine dust:

This is a gravimetric method for determining the clay, fine silt, and fine dust which includes particles upto 20 microns. The sample of test is prepared from the main sample, taking particular care that the test sample contains a correct proportion of the finer material. The amount of sample taken for the test is in accordance with Table (3-11).

Sedimentation pipette of the description shown in Fig. (3-16) is used for determination of clay and silt content. In the case of fine aggregate,





approximately 300 grams of sample in the air-dry condition, passing the 4.75 mm sieve, is weighed and placed in the screw topped glass jar, together with 300 ml of diluted sodium oxalate solution. The rubber washer and cap are fixed. Care is taken to ensure water tightness.

The jar is then rotated about its long axis, with this axis horizontal, at a speed of 80 ± 20 revolutions per minute for a period of 15 minutes. At the end of 15 minutes the suspension is poured into 1000 ml measuring cylinder and the residue washed by gentle swirling and decantation of successive 150 ml portions of sodium oxalate solution, the washings being added to the cylinder until the volume is made upto 1000 ml.

In the case of coarse aggregate the weighed sample is placed in a suitable container, covered with a measured volume of sodium oxalate solution (0.8 gram per litre), agitated vigorously to remove all fine material adhered and the liquid suspension transferred to the 1000 ml measuring cylinder. This process is repeated till all clay material has been transferred to the cylinder. The volume is made upto 1000 ml with sodium oxalate solution.

The suspension in the measuring cylinder is thoroughly mixed. The pipette A is then gently lowered until the pipette touches the surface of the liquid, and then lowered a further 10 cm into the liquid. Three minutes after placing the tube in position, the pipette A and the bore of tab B is filled by opening B and applying gentle suction at C. A small surplus may be drawn up into the bulb between tab B and tube C, but this is allowed to run away and any solid matter is washed out with distilled water from E. The pipette is then removed from the measuring cylinder and its contents run into a weighed container. The contents of the container is dried at 100°C to 110°C to constant weight, cooled and weighed. The percentage of the fine silt and clay or fine dust is calculated from the formula;

$$\frac{1000}{W_1} \left(\frac{1000 W_2}{V} - 0.8 \right)$$





Where;

W_1 : Weight in gram of the original sample.

W_2 : Weight in gram of dried residue.

V : Volume in ml of the pipette.

0.8: Weight in gram of sodium oxalate in one liter of diluted solution.

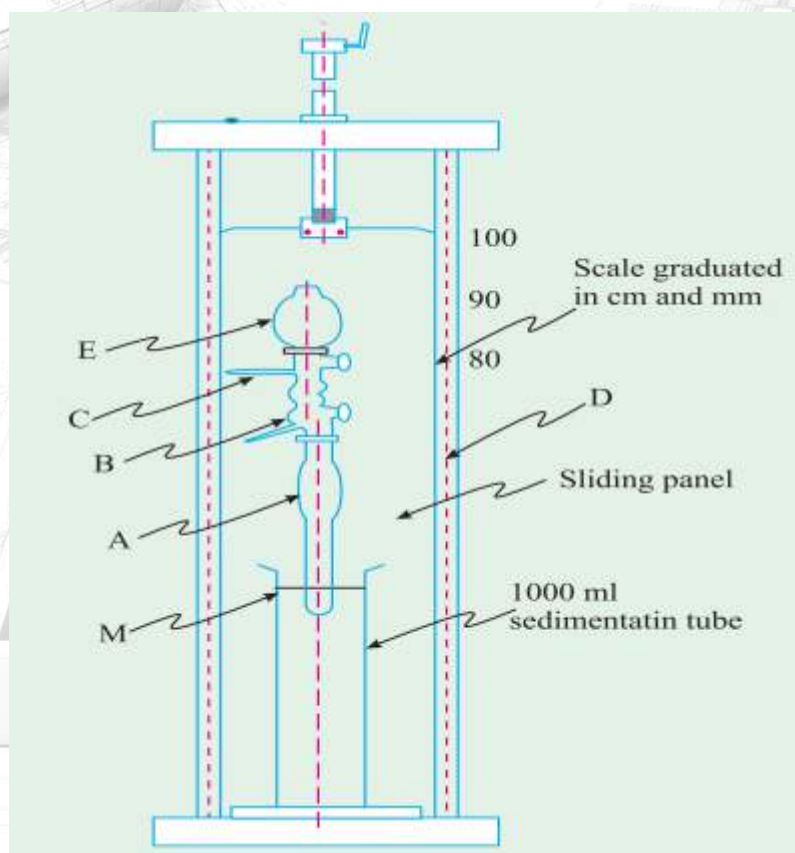


Fig. (3-16) Sedimentation pipette apparatus.





Table (3-11) Weight of sample for determination of clay, fine silt, and fine dust.

Max.size present in substantial proportions (mm).	Approximate weight of sample for test (Kg).
63-25	6
20-12.5	1
10-6.3	0.5
4.75 or smaller	0.3

3-10-4 Test for Determination of organic impurities:

This test is an approximate method for estimating whether organic compounds are present in the natural sand in an objectionable quantity or within the permissible limit. The sand from the natural source is tested as delivered and without drying. A 350 ml graduated clear glass bottle is filled to the 75 ml mark with 3% solution of sodium hydroxide in water.

The sand is added gradually until the volume measured by the sand layer is 125 ml. the volume is then made up to 200 ml by adding more solution. The bottle is then stoppered and shaken vigorously. Roding also may be permitted to dislodge any organic matter adhering to the natural sand by using glass rod. The liquid is then allowed to stand for 24 hours. The color of this liquid after 24 hours is compared with a standard solution freshly prepared, as follows;

1. Add 2.5 ml of 2% solution of tannic acid in 10% alcohol, to 97.5 ml of a 3% sodium hydroxide solution.
2. Place in a 350 ml bottle, stopper, shake vigorously and allow to stand for 24 hours before comparison with the solution above and described in the preceding paragraph.





Alternatively, an instrument or colored acetate sheets for making the comparison can be obtained, but it is desirable that these should be verified on receipt by comparison with the standard solution.

3-10-5 Test for Determination of Specific Gravity:

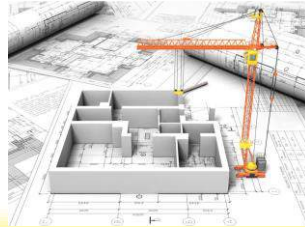
There are various procedures to find out the specific gravity of different sizes of aggregates. The following procedure is applicable to aggregate size larger than 10 mm.

A sample of aggregate not less than 2 kg is taken. It is thoroughly washed to remove the finer particles and dust adhering to the aggregate. It is then placed in a wire basket and immersed in distilled water at a temperature between 22 to 32 °C. Immediately after immersion, the entrapped air is removed from the sample by lifting the basket containing it 25 mm above the base of the tank and allowing it to drop 25 times at the rate of about one drop per second. During the operation, care is taken that the basket and aggregate remain completely immersed in water. They are kept in water for a period of $24 \pm \frac{1}{2}$ hours afterwards.

The basket and aggregate are then jolted and weighed (weight A_1) in water at a temperature of 22 to 32 °C. The basket and the aggregate are then removed from water and allowed to drain for a few minutes and then the aggregate is taken out from the basket and placed on dry cloth and the surface is gently dried with the cloth.

The aggregate is transferred to the second dry cloth and further dried. The empty basket is again immersed in water, jolted 25 times and weighed in water (weight A_2). The aggregate is exposed to atmosphere away from direct sunlight for not less than 10 minutes until it appears completely surface dry. Then the aggregate is weighed in air (weight B). Then the aggregate is kept in the oven at a temperature of 100 to 110 °C and maintained at this temperature for $24 \pm \frac{1}{2}$ hours. It is then cooled in the air-tight container, and weighed (weight C).





$$\text{Specific gravity} = \frac{C}{B-A}$$

$$\text{Apparent specific gravity} = \frac{C}{C-A}$$

$$\text{Watre absorption} = \frac{100(B-C)}{C}$$

Where;

A: The weight in gram of the saturated aggregate in water ($A_1 - A_2$).

B: The weight in gram of the saturated surface-dry aggregate in air.

C: The weight in gram of oven-dried aggregate in air.

3-10-6 Test for Determination of bulk density and voids:

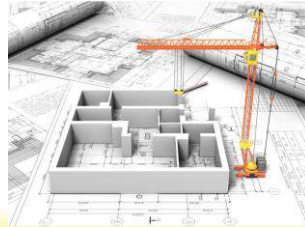
Bulk density is the weight of material in a given volume. It is normally expressed in kg per litre. A cylindrical measure preferably machined to accurate internal dimensions is used for measuring bulk density. The size of the container for measuring bulk density is shown in table (3-12).

Table (3-12) Size of container for bulk density test.

Size of largest particles	Nominal capacity (litre)	Inside diameter (cm)	Inside height (cm)	Thickness of metal (mm).
4.75 mm and under	3	15	17	3.15
Over 4.75 mm to 40 mm	15	25	30	4.00
Over 40 mm	30	35	31	5.00

The cylindrical measure is filled about 1/3 each time with thoroughly mixed aggregate and tamped with 25 strokes by a bullet ended tamping rod, 16 mm diameter and 60 cm long. The measure is carefully struck off





level using tamping rod as a straight edge. The net weight of the aggregate in the measure is determined and the bulk density is calculated in kg/litre.

$$\text{Bulk density} = \frac{\text{Net weight of the aggregate in kg}}{\text{capacity of the container in litre}}$$

$$\text{Percentage of voids} = \frac{G_s - \gamma}{G_s} \times 100$$

Where,

G_s : Specific gravity of aggregate.

γ : Bulk density in kg/litre.

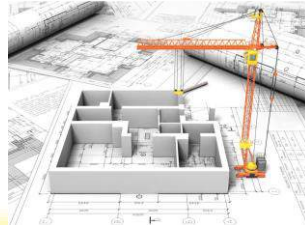
3-10-7 Test for Determination aggregate crushing value:

The “aggregate crushing value” gives a relative measure of the resistance of an aggregate to crushing under a gradually applied compressive load. With aggregates of aggregate crushing value 30 or higher, the result may be anomalous and in such cases the “10% fines value” should be determined and used instead.

The standard aggregate crushing test is made on aggregate passing a 12.5 mm sieve and retained on 10 mm sieve. If required, or if the standard size is not available, other sizes upto 25 mm may be tested. But owing to the nonhomogeneity of aggregates the results will not be comparable with those obtained in the standard test.

About 6.5 kg material consisting of aggregates passing 12.5 mm and retained on 10 mm sieve is taken. The aggregate in a surface dry condition is filled into the standard cylinder measure in three layers approximately in equal depth. Each layer is tamped 25 times with the tamping rod and finally leveled off using the tamping rod as straight edge.





The weight of the sample contained in the cylinder measure is taken (A). The same weight of the sample is taken for the subsequent repeat test. The cylinder of the test apparatus with aggregate filled in a standard manner is put in position on the base plate and the aggregate is carefully leveled and the plunger inserted horizontally on this surface. The plunger should not jam in the cylinder.

The apparatus with the test sample and plunger in position, is placed on the compression testing machine and is loaded uniformly upto a total load of 40 tons in 10 minutes time. The load is then released and the whole of the material removed from the cylinder and sieved on a 2.36 mm sieve. The fraction passing the sieve is weighed (B).

$$\text{The aggregate crushing value} = \frac{B}{A} \times 100$$

Where;

B: Weight of fraction passing 2.36 mm sieve.

A: Weight of surface-dry sample taken in mould.

The aggregate crushing value should not be more than 45% for aggregate used for concrete other than for wearing surfaces, and 30% for concrete used for wearing surfaces such as runways, roads, and air field pavements. Details of crushing aggregate value apparatus are showing in Fig. (3-17).





Fig. (3-17) Aggregate crushing value apparatus.

3-10-8 Test for Determination of 10% fines value:

The sample of aggregate for this test is the same as that of the sample used for aggregate crushing value test. The test sample is prepared in the same way as described earlier. The cylinder of the test apparatus is placed in position on the base plate and the test sample added in thirds, each third being subjected to 25 strokes by tamping rod.

The surface of the aggregate is carefully levelled and the plunger inserted so that it rests horizontally on this surface.

The apparatus with the test sample and plunger in position is placed in the compression testing machine. The load is applied at a uniform rate so as to cause a total penetration of the plunger in 10 minutes of about:





1. 15 mm for rounded or partially rounded aggregates (for example uncrushed gravels).
2. 20 mm for normal crushed aggregates.
3. 24 mm for honeycombed aggregates (for example expanded shales and slags).

These figures may be varied according to the extent of the rounding or honeycombing. After reaching the required maximum penetration, the load is released and the whole of the material removed from the cylinder and sieved on a 2.36 mm sieve. The fines passing the sieve is weighed and the weight is expressed as a percentage of the weight of the test sample. This percentage would fall within the range 7.5 to 12.6, but if does not, a further test shall be made at a load adjusted as seems appropriate to bring the percentage fines with the range of 7.5 to 12.5%. Repeat test is made and the load is found out which gives a percentage of fines within the range of 7.5 to 12.5.

$$\text{Load required for 10\% fines} = \frac{14 \times X}{Y + 4}$$

Where;

X: Load in tons, causing 7.5 to 12.5% fines.

Y: Mean percentage fines from two tests at X tons load.

3-10-9 Test for Determination of aggregate impact value:

The aggregate impact value gives relative measure of the resistance of an aggregate to sudden shock or impact, which in some aggregates differs from its resistance to a slow compressive load.

The test sample consists of aggregate passing through 12.5 mm and retained on 10 mm sieve. The aggregate shall be dried in an oven for a period of 4 hours at a temperature of 100 to 110 °C and cooled. The aggregate is filled about one-third full and tamped with 25 strokes by the





tamping rod. A further similar quantity of aggregate is added and tamped in the standard manner. The measure is filled to over-flowing and then struck off level. The net weight of the aggregate in the measure is determined (weight A) and this weight of aggregate shall be used for the duplicate test on the same material.

The whole sample is filled into a cylindrical steel cup firmly fixed on the base of the machine. A hammer weighing about 14 kgs is raised to a height of 380 mm above the upper surface of the aggregate in the cup and allowed to fall freely on the aggregate. The test sample shall be subjected to a total 15 such blows each being delivered at an interval of not less than one second.

The crushed aggregate is removed from the cup and the whole of it is sieved on 2.36 mm sieve. The fraction passing the sieve is weighed to an accuracy of 0.1 gram (weight B). The fraction retained on the sieve is also weighed (weight C). If the total weight (B + C) is less than the initial weight A by more than 1 gm the result shall be discarded and a fresh test made. Two tests are made.

The ratio of the weight of fines formed to the total sample weight in each test is expressed as percentage. Therefore, the aggregate impact value = $(B/A) \times 100$.

Where;

B: Weight of fraction passing 2.36 mm sieve.

A: Weight of oven-dried sample.

The aggregate impact value should not be more than 45% by weight for aggregates used for concrete other than wearing surfaces And 30% by weight for concrete to be used as wearing surfaces, such as runways, roads and pavements. Details of apparatus of aggregate impact value are showing in Fig. (3-18).





Fig. (3-18) Aggregate impact value apparatus.

3-10-10 Test for Determination of aggregate abrasion value:

Indian standard 2386 (Part IV) of 1963 covers two methods for finding out the abrasion value of coarse aggregates: namely, by the use of Deval abrasion testing machine and by the use of Los Angeles abrasion testing machine. However, the use of Los Angeles abrasion testing machine gives a better realistic picture of the abrasion resistance of the aggregate. This method is only described herein.

Table (3-13) gives the detail of abrasive charge which consists of cast iron spheres or steel spheres approximately 48 mm in diameter and each weighing between 390 to 445 gm.



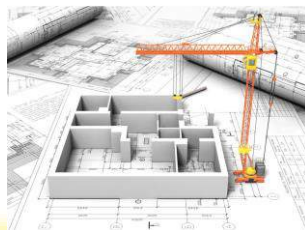


Table (3-13) Specified abrasive charge.

Grading	Number of spheres	Weight of charge (gm).
A	12	5000 ± 25
B	11	4584 ± 25
C	8	3330 ± 20
D	6	2500 ± 15
E	12	5000 ± 25
F	12	5000 ± 25
G	12	5000 ± 25

The test sample consists of clean aggregate which has been dried in an oven at 105 °C to 110 °C, and it should conform to one of the gradings shown in Table (3-14).

Table (3-14) Gradings of test sample.

Sieve size		Weight in gm of test sample for grade						
Passing (mm)	Retained on (mm)	A	B	C	D	E	F	G
80	63	-	-	-	-	2500	-	-
63	50	-	-	-	-	2500	-	-
50	40	-	-	-	-	5000	5000	-





Sieve size		Weight in gm of test sample for grade						
Passing (mm)	Retained on (mm)	A	B	C	D	E	F	G
40	25	1250	-	-	-	-	5000	5000
25	20	1250	-	-	-	-	-	5000
20	12.5	1250	2500	-	-	-	-	-
12.5	10	1250	2500	-	-	-	-	-
10	6.3	-	-	2500	-	-	-	-
6.3	4.75	-	-	2500	-	-	-	-
4.75	2.36	-	-	-	5000	-	-	-

Test sample and abrasive charge are placed in the Los Angeles Abrasion Testing machine, and the machine is rotated at a speed of 20 to 33 revolution per minute. For gradings A, B, C, and D the machine is rotated for 500 revolutions. For gradings E, F, and G it is rotated 1000 revolutions. At the completion of the above number of revolutions, the material is discharged from the machine and a preliminary separation of the sample made on a sieve coarser than 1.7 mm sieve. Finer portion is then sieved on a 1.7 mm sieve. The material coarser than 1.7 mm sieved is washed, dried in an oven at 105 °C to 110 °C to a substantially constant weight and accurately weighed to the nearest gram.





The difference between the original weight and the final weight of the test sample is expressed as a percentage of the original weight of the test sample. This value is reported as the percentage of wear. The percentage of wear should not be more than 16% for concrete aggregates. Testing apparatus machine (Los Angeles) is showing in Fig. (3-19).



Fig. (3-19) Los Angeles abrasion testing machine.





الفصل الرابع: الخرسانة الطرية (Fresh Concrete).

المحاضرة الرابعة عشر : الخرسانة الطرية وقوام الخرسانة (نظري، 2 ساعة).

1-4 الخرسانة الطرية (Fresh Concrete):

وهي الخرسانة المخلوطة حديثاً والتي لم تتماسك بعد وتفقد لدونها بصورة تدريجية، تتحول الخرسانة الطرية (عندما تتماسك تماماً) الى خرسانة خضراء (Green Concrete)، وعندما تدخل الخرسانة الخضراء في مرحلة التصلب واكتساب المقاومة تتحول الى خرسانة متصلبة (Hardened Concrete). عندما تتصلب الخرسانة تستطيع أن تتحمل الأحمال المسلطة عليها. يجب أن تكون الخرسانة الطرية ذات قوام مناسب بحيث يمكن نقلها وصبها ورصها بمقدار مناسب من الشغل المنجز ودون حصول الأنزال.

تتحكم خصائص الخرسانة الطرية بما يلي:

1. طبيعة المنشأ الخرساني، على سبيل المثال تكون الخرسانة الطرية المستعملة لأغراض الطرق بمحتوى مائي أقل مقارنةً مع خرسانة المنشآت الأعتيادية وذلك لسهولة نقلها ورصها وقلة تشابك حديد التسليح فيها.
2. شكل القالب وترتيبه وكثافة حديد التسليح فيه.

والخرسانة هي مادة أنشائية مركبة غير متجانسة تتكون أساساً من جسيمات صلبة غير عضوية مختلفة المقاسات تسمى الركام (Aggregate)، ويكون الركام الجزء الخامل ويشكل حوالي 75% من حجم الكتلة الخرسانية، ويثبت الركام هيكل رابط من السمنت، وتحتوي الخرسانة على فجوات





هوائية وغازية بنسب قليلة. تكون الخرسانة لدنة وقابلة للتشغيل لفترة معينة بحيث يمكن صبها وتشكيلها في القوالب وبعدها تتصلب معطية كتلة كثيفة لها القدرة على تحمل الأحمادات المختلفة مثل الضغط والشد والقص.

1-1-4 مكونات الخرسانة (Concrete Composition):

أن مكونات الخرسانة بصورة عامة هي كما مشار إليها في الجدول (1-4) أدناه:

جدول (1-4) مكونات الخرسانة.

ت	نوع المكون	النسبة المئوية (%)
1.	الركام بنوعيه (الخشن والناعم)	80-65
2.	السمت	16-8
3.	الماء	19-17
4.	المضافات	2-1

حجم الخرسانة (Concrete Volume) = حجم السمت (Cement Volume) + حجم الركام الناعم (Fine Aggregate Volume) + حجم الركام الخشن (Coarse Aggregate Volume) + حجم الماء (Water Volume) + حجم المضافات (Admixtures Volume).





مثال:

إذا كان حجم الخرسانة المطلوب 0.75 م^3 ونسب مكوناتها (سمنت 1: رمل 2.5: حصى 4.3)، ونسبة الماء الى السمنت (w/c ratio) هي 0.6، والوزن النوعي (Specific Gravity) للسمنت 3.15، والوزن النوعي للركام (2.6-2.65)، أوجد حجوم المكونات أعلاه.

الحل:

$$w/c = 0.6$$

$$w = 0.6 c$$

$$s = 2.5 c$$

$$g = 4.3 c$$

Then,

$$0.6 c + 2.5 c + 4.3 c + c = 0.75$$

$$c = 0.089 \text{ م}^3$$

Thus,

$$w = 0.6 c = 0.6 \times 0.089 = 0.0534$$

$$s = 2.5 c = 2.5 \times 0.089 = 0.2225$$

$$g = 4.3 c = 4.3 \times 0.089 = 0.3827$$

If voids are existing in a % of 2, then

$$0.6 c + 2.5 c + 4.3 c + c + 0.02 = 0.75$$





$$c = 0.0875$$

Thus,

$$w = 0.6 c = 0.6 \times 0.0875 = 0.053$$

$$s = 2.5 c = 2.5 \times 0.0875 = 0.22$$

$$g = 4.3 c = 4.3 \times 0.0875 = 0.376$$

2-4 قوام الخرسانة (Consistency of Concrete):

يعبر القوام بصورة عامة عن مدى ثبات شكل المادة أو سهولة أنسيابها. وفي الخرسانة الطرية يشير القوام الى درجة بلل (رطوبة) الخرسانة. أن الهدف من تحديد القوام للخرسانة هو تأكيد الحصول على خلطة خرسانية قابلة للتشغيل في مختلف الأعمال الخرسانية. ويصنف قوام الخرسانة الى:

(i) قوام جاف.

(ii) قوام صلب.

(iii) قوام لدن أو متوسط.

(iv) قوام مبتل.

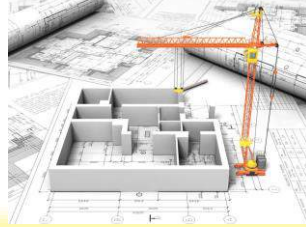
(v) قوام رخو.

1-2-4 تعيين قوام الخرسانة (Determination Consistency of Concrete):

يتم تعيين قوام الخرسانة من خلال إجراء الفحوصات التالية:

1. فحص الأنسياب (Flow Test).





يجرى هذا الفحص للتعرف على قوام الخرسانة ومدى ميلها للأنعزال ولتخمين مدى تماسك مكونات الخلطة الخرسانية مع بعضها البعض، وذلك بتعيين مقدار أنتشار عمود من الخرسانة الطرية بعد تعرضه لرجات ترددية معينة. يتم تعيين أنسياب الخرسانة بموجب الطريقة المبينة في المواصفة القياسية الأمريكية (ASTM C124-77) وذلك بأستعمال قرص دائري قطره 760 ملم كما مبين في الشكل رقم (1-4)، موضوع بحيث يمكن رجه وذلك بأسقاطه مسافة 13 ملم.

ينظف القرص بواسطة قطعة قماش مبللة ثم يوضع في قالب اختبار الأنسياب والذي يكون بشكل مخروط ناقص قطر قاعدته العليا 171 ملم وقطر قاعدته السفلى 254 ملم، يوضع في وسط القرص ويملى بالخرسانة الطرية بطبقتين حيث ترص كل طبقة بـ 25 ضربة بواسطة قضيب رص قياسي قطره 16 ملم وطوله 610 ملم ذو نهاية مدورة.

يسوى السطح بواسطة مالج وتزال الخرسانة الزائدة من قالب، وينظف سطح القرص المحيط بقاعدة القالب في حال سقوط خرسانة عليه وبعدها يرفع القالب مباشرة بصورة عمودية ثم يرج القرص 15 مرة وذلك برفعه وخفضه مسافة 13 ملم في غضون 15 ثانية، مما ينتج عن ذلك أنسياب الخرسانة على القرص. يقاس معدل قطر الخرسانة المناسبة الى أقرب 6 ملم، وبذلك يمكن تعيين أنسياب الخرسانة بحساب النسبة المئوية للزيادة في معدل قطر الخرسانة المنتشرة على القرص (D) مقسوماً على القطر الأصلي لقاعدة الخرسانة (D₁).

$$\text{Flow} = \frac{(D_1 - D)}{D_1} \times 100$$





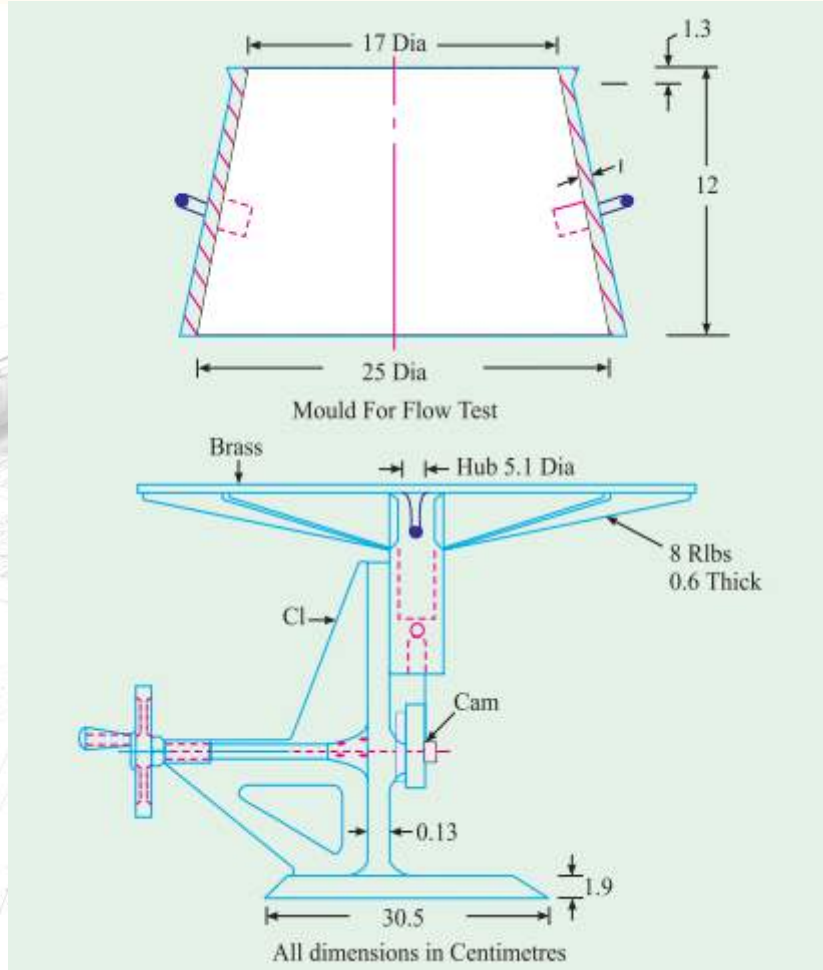
ويمكن الحصول على قيم تتراوح بين 0-150%، أذ تعبر النسبة المئوية للأنسياب عن درجة بلل الخرسانة الطرية كما مبين في جدول رقم (2-4)، حيث يقل الأنسياب إذا كان القوام جافاً ويزداد إذا كان مبتلاً.

جدول (2-4) حدود أنسياب الخرسانة لمختلف درجات القوام.

النسبة المئوية للأنسياب (%)	قوام الخرسانة
0-20%	جاف (Dry)
15-60%	صلب (Stiff)
50-100%	لدن (Plastic)
90-120%	مبتل (Wet)
110-150%	رخو (Sloppy)

أن الرجات الترددية المستعملة في هذا الفحص تزيد من قابلية الخرسانة للأنغزال وإذا لم يكن الخليط متماسكاً فإن الحبيبات الكبيرة من الركام ستنتشر خارجاً وتتحرك باتجاه حافات القرص. أما إذا كان ركام الخرسانة رخو فهناك احتمال لأنغزال عجينة السمنت من الخليط ومحاولتها للابتعاد عن مركز القرص تاركة المواد الخشنة الأخرى خلفها. ويمكن الإشارة هنا إلى أن هذا الفحص لا يقيس قابلية تشغيل الخرسانة لأن الخلطات الخرسانية التي يكون أنسيابها مماثل قد تختلف قابلية تشغيلها.





شكل (1-4) قرص الأنسياب مع القالب.

2. فحص الأختراق بطريقة كرة كيلي (Kelly Ball Penetration Test).

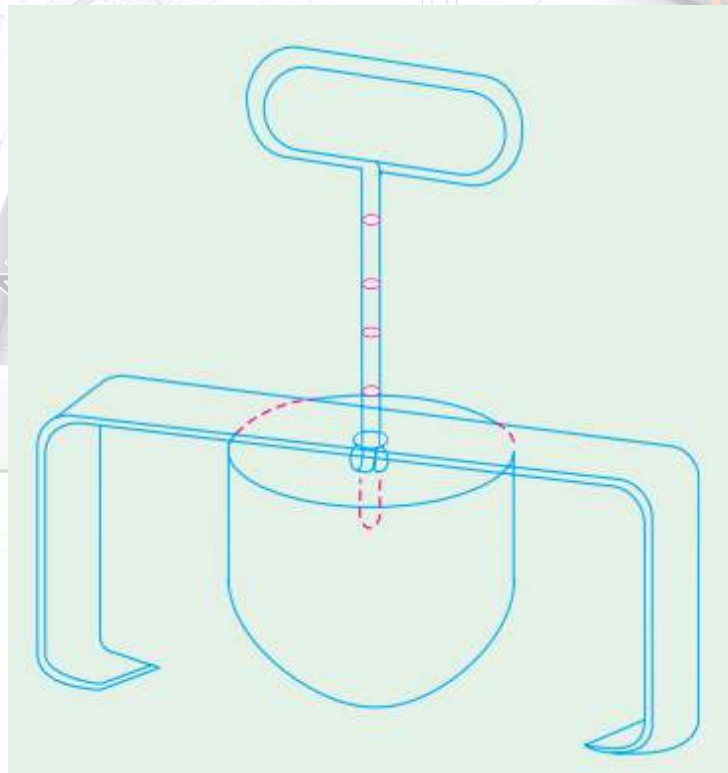
يجرى هذا الفحص الحقلى البسيط لغرض السيطرة على قوام الخرسانة وذلك بوضع جسم معدني بشكل نصف كرة قطره 152 ملم ووزنه 13.6 كغم على سطح الخرسانة الطرية ثم نقرأ قيمة أختراق الجسم المعدني للخرسانة الطرية على مقياس الجهاز، حيث يزداد الأختراق كلما كان قوام





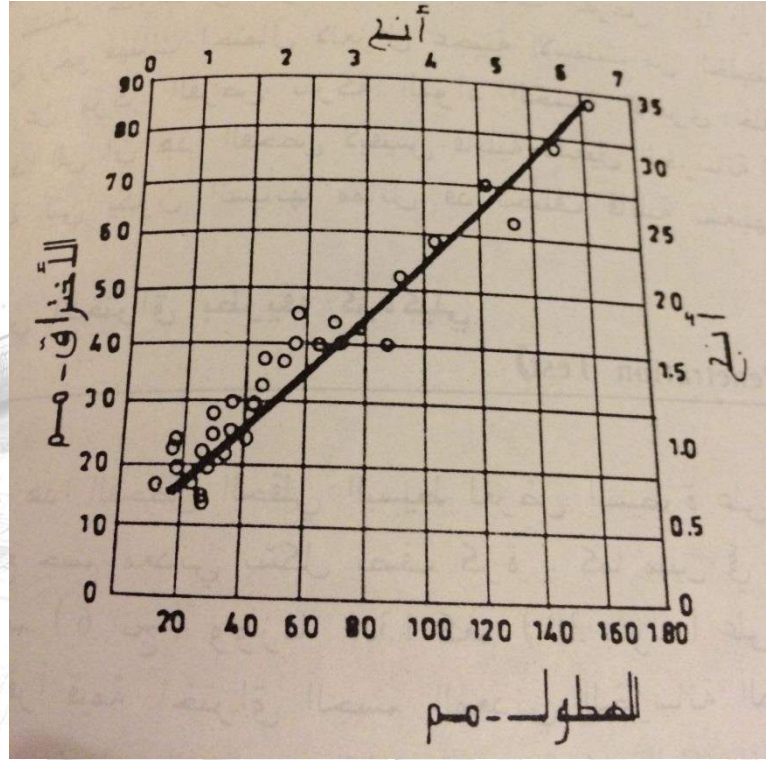
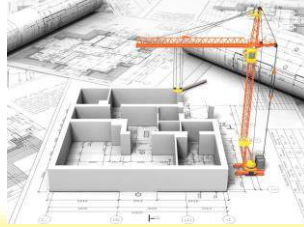
الخرسانة أكثر بلاءً، كما مبين في الشكل رقم (2-4). تفاصيل هذا الفحص مبينة في المواصفة القياسية الأمريكية (ASTM C360-68).

يستعمل هذا الفحص لقياس التغيرات التي تحصل في مكونات الخلطة الخرسانية خلال إنتاجها، على سبيل المثال التغيرات الناتجة عن تغير محتوى الرطوبة في الركام وكبدل لفحص الهطول (Slump Test) لكونه أبسط وأسرع منه ويمكن تطبيقه على الخرسانة في داخل عربة النقل أو فعلياً على الخرسانة الموضوعة في القالب. إضافة الى ذلك يكون فحص الهطول غير جدير بالاعتماد في حال استعمال خلطات فقيرة بالسمنت والتي يجب أن تكون عملية السيطرة عليها جيدة. ولقد وجد بأن هنالك علاقة بين الأختراق والهطول كما مبين في الشكل (3-4).



شكل (2-4) جهاز كرة كيلي (Kelly) للأختراق لفحص قوام الخرسانة.





شكل (3-4) العلاقة بين أختراق كرة كيلي (Kelly) والمطول.





الفصل الرابع: الخرسانة الطرية (Fresh Concrete).

المحاضرة الخامسة عشر : قابلية تشغيل الخرسانة وطرق فحصها (نظري، 2 ساعة).

قابلية تشغيل الخرسانة الطرية وطرق فحصها (Workability of Fresh Concrete & Methods of Testing):

إذا كانت الخرسانة الطرية ذات قوام مناسب بحيث يمكن نقلها وصيها ورصها بمقدار مناسب من الشغل المبذول المنجز وبدون حصول الأنغزال يقال أنها قابلة للتشغيل. قابلية التشغيل المطلوبة تعتمد بدرجة كبيرة على طرق الرص (Compaction Methods) المتوفرة، فقد تستعمل طريقة الرج (Vibration) أو الرص اليدوي (Ramming) في عملية الرص لطرد الهواء المحصور (Entrapped Air) من الخرسانة الطرية.

أن الطاقة الكلية اللازمة للحصول على رص متكامل = الشغل المبذول = الشغل النافع + الشغل المفقود.

الشغل النافع هو الشغل المبذول في عملية الرص للتغلب على الاحتكاك الداخلي بين حبيبات الركام في الخرسانة + الشغل المبذول للتغلب على الاحتكاك السطحي بين الخرسانة وحديد التسليح أو السطح الداخلي للقالب.



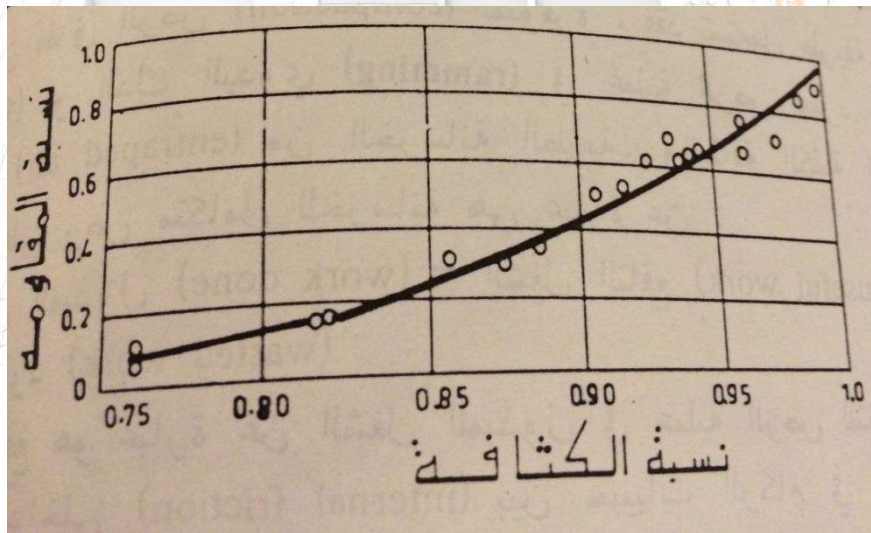


الشغل المفقود هو الشغل المبذول لرح القالب وأجزاء الخرسانة المتكاملة الرص، وبما أن

الأحتكاك الداخلي هو الجزء المهم من الطاقة الكلية، يمكن تعريف قابلية التشغيل بأنها مقدار أو كمية

الشغل الداخلي النافع اللازم للحصول على رص متكامل للخرسانة الطرية.

أن الخرسانة الطرية يجب أن تكون قابلة تشغيلها مناسبة لطريقة الرص المستعملة بحيث يمكن رصها للحصول على أقصى كثافة بمقدار معقول من الشغل المنجز، والحاجة للرص تصبح واضحة من دراسة العلاقة بين درجة الرص والمقاومة الناتجة، حيث يمكن التعبير عن درجة الرص بنسبة الكثافة كما في الشكل (4-4).



شكل (4-4) العلاقة بين نسبة الكثافة ونسبة المقاومة.





نسبة الكثافة.

هي النسبة بين الكثافة الفعلية لخرسانة معينة الى كثافة نفس الخرسانة المرصوفة كلياً.

نسبة المقاومة.

هي النسبة بين المقاومة الفعلية لخرسانة معينة الى مقاومة نفس الخرسانة المرصوفة كلياً.
أن وجود 5% فجوات من حجم الكتلة الخرسانية يقلل المقاومة بمقدار 30%، والفجوات الموجودة في الخرسانة قد تكون:

- (i) فقاعات الهواء المحصور (تعتمد على تدرج الركام في الخليط).
- (ii) فجوات (فراغات) باقية بعد تبخر الماء من الخرسانة (تعتمد على نسبة الماء/المواد السمنتية).

وبهذا يمكن القول بأنه لأي طريقة من طرق الرص هنالك حد أعلى لمحتوى الماء في الخليط الذي عنده يصل مجموع الفجوات الهوائية والفراغات المائية أقل مايمكن حيث يمكن الحصول على أقصى نسبة لكثافة الخرسانة. ويعقب الباحث (Powers) بأن هذا التعريف ليس كاملاً ويفضل اعتبار قابلية التشغيل نتيجة مجمعة للخواص التالية:





i. دمجية (Compactibility) الخرسانة أو السهولة التي يمكن بها رص الخرسانة وطرد

الفجوات الهوائية منها.

ii. حركية (Mobility) الخرسانة أو سهولة أنسيائها في القالب حول قضبان حديد

التسليح.

iii. أستمقرارية (Stability) الخرسانة أو قابليتها للبقاء مستقرة، أي كتلة متجانسة

المكونات دون حصول الأنغزال.

يتم التوقف عن عملية الرص عند توقف صعود الفقاعات الى أعلى سطح الخرسانة وكذلك الحال بالنسبة لعملية الرج هنالك حدود وقيم معينة يجب توقف عملية الرج عندها. هنالك عدة فحوصات لقياس قابلية تشغيل الخرسانة الطرية:

1. فحص الهطول (Slump Test).

2. فحص عامل الرص (Compacting Factor Test).

3. فحص إعادة التشكيل (Remoulding Test).

4. فحص إعادة التشكيل بالاهتزازات الترددية (Vebe Test).





1-3-4 العوامل المؤثرة على قابلية التشغيل:

1. المحتوى الكلي لماء الخلط.

2. الكمية النسبية لعجينة السمنت والركام.

3. نعومة السمنت.

4. تدرج الركام.

5. شكل حبيبات الركام.

6. الملمس السطحي.

7. استعمال الإضافات.

8. استعمال إضافات الهواء المقصود.

9. تأثير الزمن ودرجة الحرارة.

المحتوى الكلي لماء الخلط:

يعبر عنه بالـ (كغم/م³) وعند تثبيت نوع الركام ومقاسه الأقصى فإن قابلية تشغيل الخليط

تزداد بزيادة محتوى الماء.

أذا قل المقاس الأقصى للركام:





(i) تزداد مساحته السطحية.

(ii) تزداد كمية الماء اللازمة للحصول على قابلية تشغيل معينة.

الكمية النسبية لعجينة السمنت والركام:

بزيادة كمية عجينة السمنت في الخليط تزداد سيولته ويكون قابلاً للتشغيل.

نعومة السمنت:

أن زيادة نعومة السمنت تزيد من قابلية تشغيل الخليط الى حد معين، ولكن تكاليف زيادة النعومة تكون عالية ولا تتفق مع الزيادة في قابلية تشغيل الخليط.

تدرج الركام:

يستعمل الركام الخشن والناعم بعد خلطهما للحصول على ركام مختلط ويكون بتدرج مناسب للحصول على تداخل جيد بين الحبيبات الكبيرة والناعمة، وبذلك تكون الخلطة جيدة مع قلة الفراغات، وبالتالي تكون ذات قابلية تشغيل أعلى، حيث أن قابلية التشغيل تزداد كلما كان التدرج أحسن وجيد ومنتظم (النوع الواحد من الركام)، ويتغير نوع الركام تتغير كافة المؤثرات والخواص المختلفة.

شكل حبيبات الركام:

أن تأثير شكل حبيبات الركام على قابلية التشغيل يمكن توضيحه كما يلي:





الحبيبات الرقائقية والمستطالة:

1. نسبة مساحتها السطحية / حجمها عالية.
2. تقلل قابلية التشغيل.
3. يتطلب زيادة كمية ماء الخلط للوصول الى درجة التشغيل المطلوبة.
4. تقلل مقاومة الخرسانة المتصلبة الناتجة.

الحبيبات المستديرة:

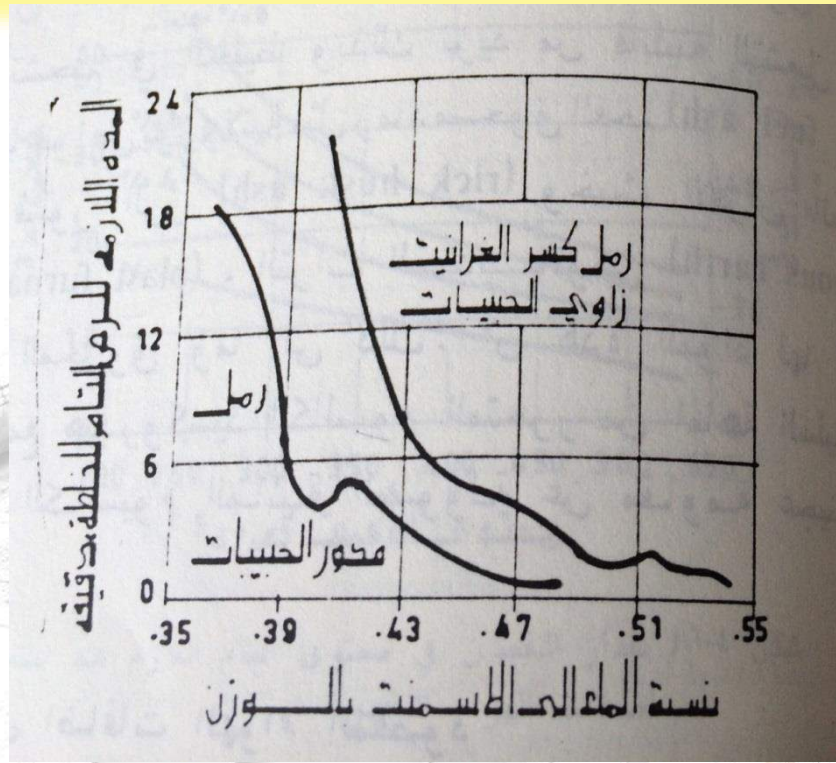
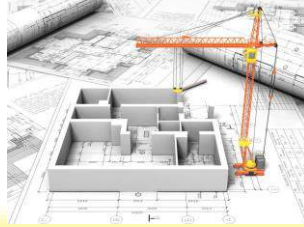
1. تكون سهولة التشغيل لقلة مساحتها السطحية.
2. تتطلب كمية أقل من عجينة السمنت للوصول الى درجة التشغيل المطلوبة.

الحبيبات غير المنتظمة والزاوية:

1. تكون صعبة التشغيل.

الشكل (4-5) يبين تأثير شكل وحالة حبيبات الركام الصغير على قابلية التشغيل.





شكل (4-5) تأثير شكل وحالة حبيبات الركام الصغير على قابلية التشغيل.

الملمس السطحي:

أن زيادة خشونة سطح حبيبات الركام ومساميته يؤدي الى:

1. زيادة الاحتكاك الداخلي بين مكونات الخليط (تقليل حركة الجسيمات)،

وبالتالي تقل قابلية التشغيل.





2. زيادة كمية الشغل المبذول للتغلب على الاحتكاك الداخلي، وبالتالي تقل
قابلية التشغيل.

وفي الأحجار المكسرة تؤدي خشونة السطح وعدم انتظامه الى تقليل قابلية التشغيل.

أستعمال المضافات:

هنالك بعض المواد بدرجة عالية من النعومة تضاف الى مكونات الخليط لغرض تحسين قابلية
تشغيل الخليط ولدونته ومنها.

مواد خاملة كيميائياً:

1. الجير المطفا.
2. الرمل المطحون.
3. الحجر الجيري المطحون.

أن المواد أعلاه تسلك سلوك مواد زيتية فتحسن من قابلية التشغيل.
مواد ذات خواص بوزولانية:

1. رماد مسحوق الفحم.
2. رماد قشور الرز.
3. رماد خبث الأفران العالية.





4. التراب الدياتومي.

5. الطين المحروق.

تكون المواد أعلاه ذات نعومة عالية فتحسن من قابلية التشغيل.

أستعمال إضافات الهواء المقصود:

وهي مواد ذات فاعلية سطحية تؤدي الى تكوين فقاعات هوائية مستقرة داخل الخليط ويتراوح مقاسها بين (10-1000) مايكرون وهذه الفقاعات تسلك:

1. كقطرات مائية.

2. أو كحببات من الرمل الناعم.

مما يؤدي الى زيادة قابلية التشغيل، وبأستعمال هذه الإضافات:

1. يتحسن تماسك الخليط وبذلك يقل خطر الانعزال.

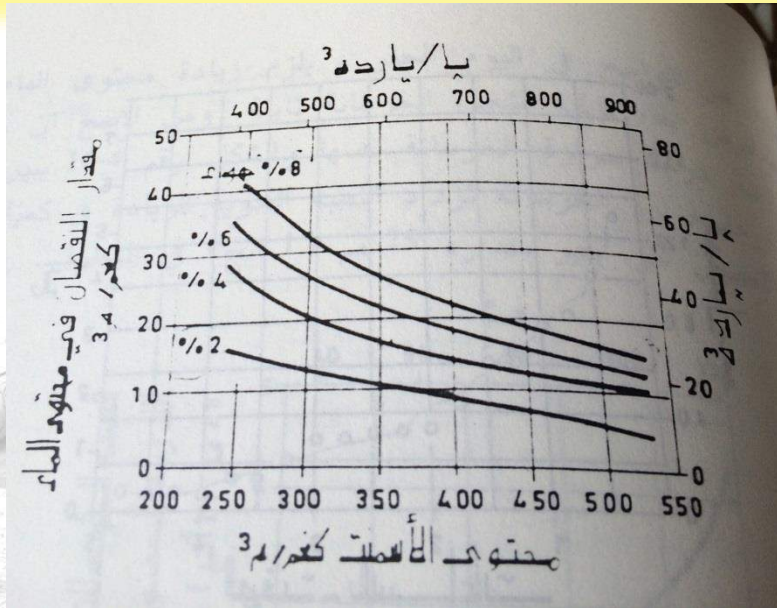
2. تسهل عملية مناولة الخرسانة وصيها.

3. تقل مقاومة الخرسانة.

أن تأثير مقدار النقصان في محتوى الماء اللازم عند أستعمال إضافات الهواء المقصود موضح في

الشكل (4-6).





الشكل (4-6) يبين مقدار النقصان في محتوى الماء اللازم عند استعمال إضافات الهواء المقصود.

تأثير الزمن ودرجة الحرارة:

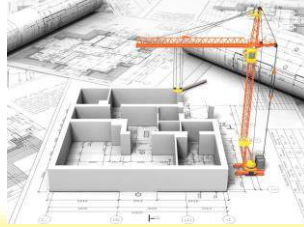
تقل قابلية تشغيل الخرسانة الطرية بمرور الوقت بسبب:

1. استعمال الماء في تفاعلات الأماهة.
2. امتصاص جزء من الماء من قبل الركام.
3. فقدان بعض الماء بسبب التبخر عند تعرض الخرسانة لأشعة الشمس أو الرياح.

أن القيمة الفعلية للنقصان في قابلية التشغيل تعتمد على:

كمية السمنت في الخليط.



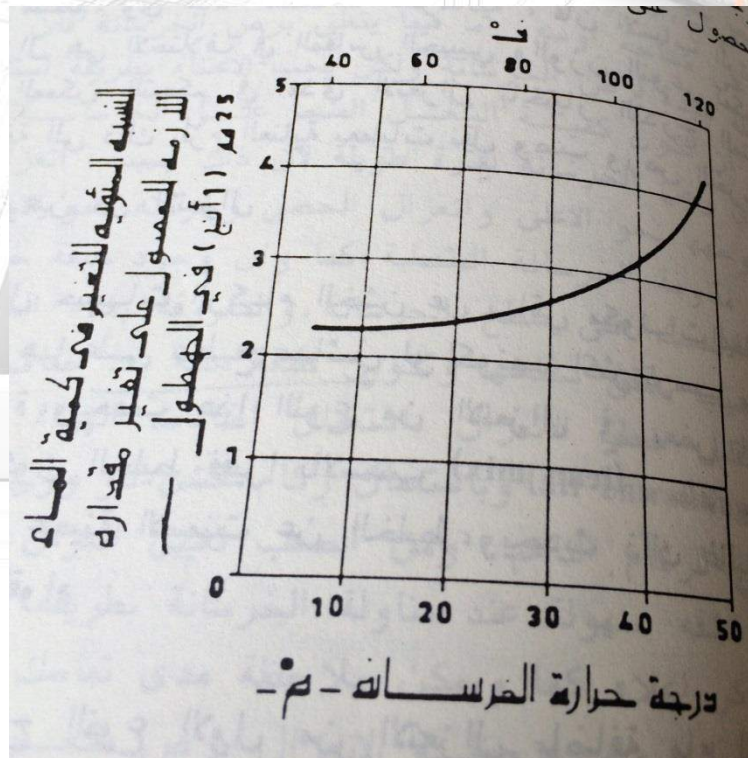


نوع السمنت.

درجة حرارة الخرسانة.

قابلية التشغيل الابتدائية.

بسبب التغير الحاصل بالقوام الظاهري للخليط ولأهمية قابلية التشغيل في وقت الصب، يفضل تأخير فحص قابلية التشغيل الى حوالي 15 دقيقة بعد بدء عملية الخلط. أن تأثير درجة حرارة الخرسانة على كمية الماء اللازمة لتغيير الهطول مبينة في الشكل (7-4).



الشكل (7-4) تأثير درجة حرارة الخرسانة على كمية الماء اللازمة لتغيير الهطول.





الفصل الرابع: الخرسانة الطرية (Fresh Concrete).

المحاضرة السادسة عشر : الأنغزال والنضح (نظري، 2 ساعة).

4-4 الأنغزال (Segregation):

هو انفصال مكونات الخليط غير المتجانس والمتباين التركيب بحيث يصبح توزيعها غير منتظم، نتيجة اختلاف المقاس الحبيبي لمكونات الخليط أو اختلاف الوزن النوعي لمكونات الخليط. أنواع الأنغزال:

1. أنغزال حبيبات الركام الخشن عن باقي مكونات الخليط وذلك لـ

(i) مرورها على سطح مائل.

(ii) لكونها أكثر ترسباً من الحبيبات الصغيرة.

ويحدث هذا النوع من الأنغزال في الخلطات الفقيرة بالسمنت والجافة جداً.

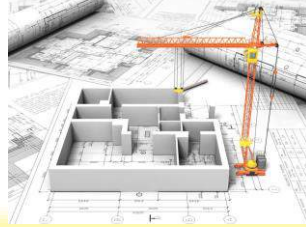
2. أنغزال عجينة السمنت عن الخليط ويحصل في الخلطات المبتلة القوام.

العوامل المؤثرة على الأنغزال:

(i) التدرج.

(ii) طريقة مناولة الخرسانة.





تأثير التدرج على حصول الأنغزال تم شرح تفاصيله في الفصل الثالث، ولكن المدى الفعلي
للأنغزال يعتمد على طريقة مناولة الخرسانة وصيها، حيث يحصل الأنغزال عند:

(i) نقل الخرسانة من مسافات بعيدة الى موضع الصب بسبب رج وتأرجح عربات النقل.

(ii) أسقاط الخرسانة من ارتفاعات عالية.

(iii) نقل الخرسانة بواسطة أحزمة النقل المتكونة من قنوات مفتوحة ومتغيرة الاتجاه وكبيرة الحجم نسبة الى حجم الخرسانة المنقولة. ويمكن معالجة ذلك بأستعمال خلطات خرسانية متماسكة.

وعند صب الخرسانة ينبغي أن:

(i) تكون بهيئة كتلة.

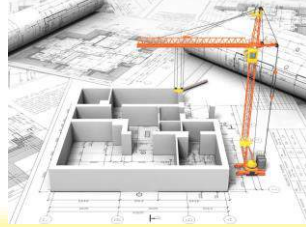
(ii) لايسمح لها بالأنسياب أو الأنزلاق على سطح مائل.

(iii) لا يتم تحريكها نحو جوانب القالب بأستعمال المالج، حيث تستعمل الهزازة لهذا الغرض.

أن رص الخرسانة لفترة طويلة يسبب الأنغزال ويؤدي الى:

(a) أضعاف مقاومة الخرسانة.





(b) تشقق سطح الخرسانة بسبب طبقة من غطاء (طبقة هشة تتكون بعد جفاف وتبخر الماء) الخرسانة على السطح.

ومن أجل تقليل خطر الانعزال يجب:

- (i) اختيار التدرج المناسب للركام.
- (ii) العناية بعملية مناولة وصب ورص الخرسانة الطرية.
- (iii) استعمال إضافات الهواء المقصود.

أن من الصعوبة بمكان تعيين الانعزال كياً ولكن يمكن كشفه بسهولة عند:

- (i) مناولة الخرسانة بصورة غير صحيحة.
- (ii) رص الخرسانة لفترة طويلة (10 دقائق) يسبب انعزال عجينة السمنت وتحركها نحو الأعلى.
- (iii) إجراء فحص الأنسياب يكون مفيداً لمعرفة مدى تماسك مكونات الخليط.





5-4 النضح (Bleeding):

هو ظاهرة ارتفاع بعض الماء الموجود في الخليط الى سطح الخرسانة الطرية بسبب عدم إمكانية المواد الصلبة الاحتفاظ بجميع ماء الخلط عندما تترسب نحو الأسفل. وبسبب حدوث النضح فإن الطبقة العليا من الخرسانة تحوي نسبة ماء / المواد السمنتية عالية مما يؤدي الى:

1. تكون فراغات بهذه الطبقة بعد تبخر الماء منها.

2. زيادة مسامية الخرسانة.

3. تقليل مقاومة الخرسانة وديمومتها.

عندما تكون سرعة تبخر الماء من الخلطة أكبر من سرعة النضح فإن ذلك يؤدي الى حصول الانكماش اللدن وتشقق الخرسانة، وأثناء عملية النضح ينحصر قسم من الماء تحت حبيبات الركام الخشن أو قضبان حديد التسليح الأفقية مؤدياً الى:

1. تكوين فراغات (فجوات) داخل الخرسانة.

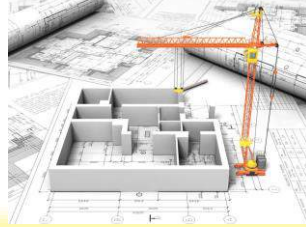
2. أضعاف التلاصق بين مكونات الخرسانة وبين الخرسانة وحديد التسليح مما

يؤدي الى تقليل ديمومة الخرسانة.

3. تكوين طبقة من غشاء الخرسانة بعد جفاف الماء من السطح مما يؤدي الى

حصول تشققات سطحية.





وقد يكون النضج مفيداً في حال تبخر جزء من الماء مسبباً تقليل (نسبة الماء / المواد السمنتية) الفعالة مما يؤدي الى زيادة مقاومة الخرسانة، وفيما عدا ذلك فهو ضار.

4-5-1 العوامل المؤثرة على النضج:

1. الخواص الفيزيائية للسمنت والركام الناعم:
يقل النضج بزيادة نعومة السمنت وبزيادة كمية الركام الناعم ذو المقاس أصغر من 150 مايكرون.
2. العوامل الكيميائية:

يقل النضج:

- 1-2 عندما يكون محتوى القلويات في السمنت عالياً.
- 2-2 عندما يكون محتوى المركب C_3A عالياً.
- 3-2 باستخدام الإضافات المعجلة لتجمد الخرسانة مثل $CaCl_2$.
3. الخلطات الغنية بالسمنت.
- أن الخلطات الغنية بالسمنت تكون أقل ميلاً للنضج من الخلطات الفقيرة بالسمنت.
4. الإضافات.
- أن استخدام بعض المواد المضافة مثل البوزولانا ومضافات الهواء المقصود يقلل من النضج.





6-4 خلط الخرسانة (Mixing of Concrete):

يتم خلط مكونات الخرسانة للحصول على خليط متجانس التكوين والقوام بحيث تكون كل
سطوح حبيبات الركام مغطاة بطبقة من عجينة السمنت.

طرق خلط الخرسانة:

1. الخلط اليدوي (Hand Mixing):

هو عملية خلط مكونات الخرسانة باليد مما يتطلب بذل جهد للحصول على خليط متجانس
التكوين والقوام.

2. الخلط الميكانيكي (Mechanical Mixing):

تم عملية الخلط باستخدام خلاطات ميكانيكية وتصنف الى:

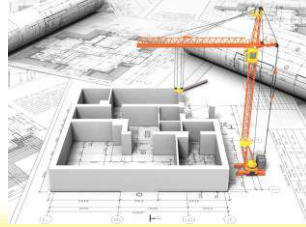
1-2 الخلاطات القلابية (Tilting Mixers)، وتتميز بما يلي:

- (i) يكون وعاء الخلط مخروطي الشكل يحوي بداخله ألواح التحريك.
- (ii) يمكن تفريغ الخرسانة بسهولة بأمانة الخلاطة حول محورها الأفقي وبدون حصول
الأنغزال.

(iii) يفضل استعمالها للخلطات الجافة القوام والحماية على ركام خشن المقاس.

2-2 الخلاطات غير القلابية (Non-Tilting Mixers)، وتتميز بما يلي:





(i) تتكون من أسطوانة تدور حول محور أفقي ثابت ويتم عملية الخلط فيها بتدحرج المواد بداخلها.

(ii) تفرغ الخرسانة بأبصال حوض بشكل قناة مفتوحة بأسطوانة الخلاطة، ولكن سرعة التفريغ واطئة تميل المكونات الى الأنغزال.

(iii) يفضل أستعمالها للخلطات الحاوية على ركام صغير المقاس.

3 الخلاطات القدرية (Pan Mixers)، وتتميز بما يلي:

(i) تتكون من أسطوانة أفقية تدور حول محورها ويتم الخلط فيها بواسطة مجاديف نجمية.

(ii) تستعمل كخلاطة مركزية في المختبرات وفي معامل صناعة الوحدات الخرسانية الجاهزة.

(iii) تستعمل للخلطات المتصلبة القوام والمتماسكة.

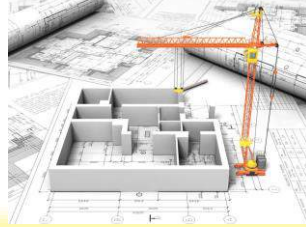
4 الخلاطات ثنائية الوعاء (Dual Drum Mixers)، وتتميز بما يلي:

(i) تتكون من وعائين متجاورين، حيث تخلط الخرسانة جزئياً في الوعاء الأول

ومن ثم تنقل الى الوعاء الثاني من أجل أتمام عملية الخلط، ويتم شحن الوعاء

الأول بوجبة جديدة وهكذا.



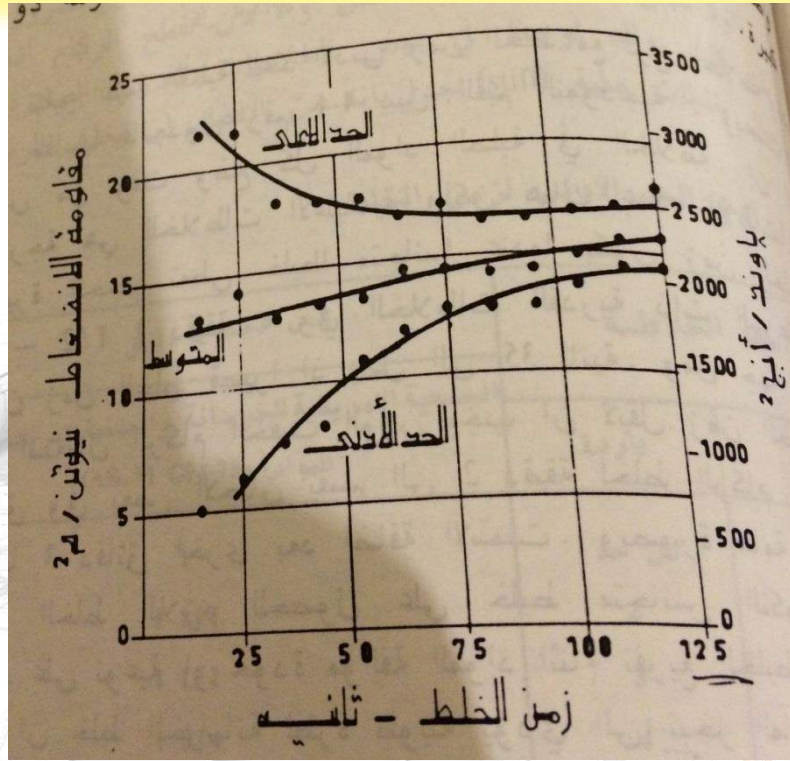
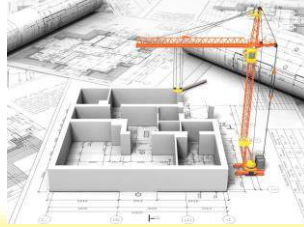


4-6-1 زمن الخلط (Mixing Time):

في موقع العمل غالباً ما يتم خلط الخرسانة بأسرع وقت ممكن لإنهاء عملية الصب، لذا من الضروري معرفة الحد الأدنى للزمن اللازم لعملية الخلط لإنتاج خرسانة متجانسة التكوين وذات مقاومة مناسبة. وهذا الزمن يختلف باختلاف نوع الخلاطة ويعبر عنه بعدد الدورات اللازمة لأتمام عملية الخلط، وبصورة عامة تكون 20 دورة كافية لأتمام عملية الخلط. من جهة أخرى ونظراً لتحديد الحد الأقصى لسرعة الدوران من قبل الجهة المصنعة للخلاطة فإن عدد الدورات يعتمد على زمن الخلط.

ولخلاطة معينة هنالك علاقة بين زمن الخلط وتجانس الخليط كما موضح في الشكل (4-8)، فالتغير في مقاومة عينات خرسانية مصنوعة من خليط معين ومخلوطة لفترة معينة من الزمن يعبر عن عدم تجانس الخليط. لقد ظهر بأن خلط الخرسانة لفترة أقل من دقيقة إلى دقيقة وربع يعطي خرسانة متغيرة كثيراً، ولكن زيادة وقت الخلط عن هذه القيم لا يؤدي إلى تحسين تجانس الخليط بدرجة كبيرة، إضافة إلى ذلك يزداد معدل مقاومة الخرسانة بزيادة زمن الخلط كما في الشكل (4-9)، ومعدل الزيادة ينخفض فجأة بعد حوالي دقيقة واحدة ويفقد أهميته بعد دقيقتين، حيث أن تأثير زمن الخلط على المقاومة يكون ذو أهمية كبيرة ضمن الدقيقة الأولى.

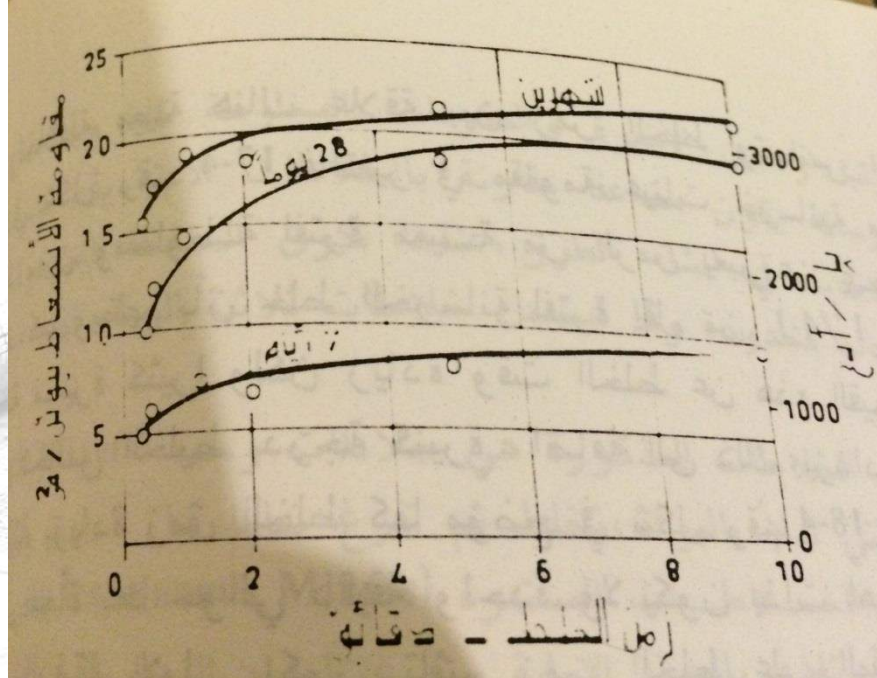
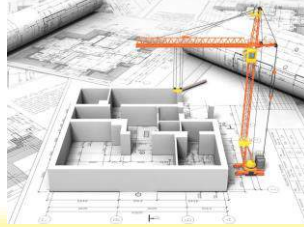




شكل (4-8) العلاقة بين مقاومة الأنضغاط وزمن الخلط.

تتغير القيمة الفعلية للحد الأدنى لزمن الخلط مع نوع الخلاطة وتعتمد على مقاسها، وبحسب
زمن الخلط من وضع كل المواد الصلبة في الخلاطة وإضافة الماء إليها. الخلاطات الحديثة
والكبيرة الحجم تعطي خليطاً متجانساً في غضون 1-1.5 دقيقة.



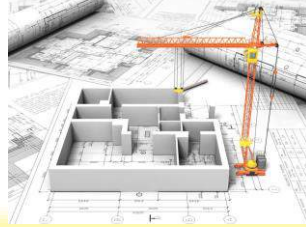


شكل (4-9) تأثير زمن الخلط على مقاومة الانضغاط.

في الخلطات القدرية ذات السرعة العالية يكون زمن الخلط قصيراً يصل الى 35 ثانية. عند استعمال الركام خفيف الوزن يجب أن لا يقل زمن الخلط عن 5 دقائق، ويقسم كالتالي:

1. دقيقة لتعبئة الركام وخلطه.
2. دقيقة لتعبئة الركام الناعم وخلطه مع الركام الخشن.
3. دقيقة لتعبئة السمنت وخلطه مع الركام الخشن والناعم.
4. دقيقة لأضافة الماء بشكل تدريجي للمكونات أعلاه مع استمرار عملية الخلط.





5. دقيقة لخلط المكونات أعلاه جميعاً للحصول على تجانس جيد.

أن خلط الخرسانة لفترة طويلة يؤدي الى تبخر ماء الخلط ونقصان في قابلية التشغيل، واحتمال تكسر حبيبات الركام الخشن وبالأخص إذا كان ضعيفاً فتزداد المساحة السطحية للركام مما يؤدي الى نقصان في قابلية التشغيل، بالإضافة الى ارتفاع درجة حرارة الخليط بسبب الاحتكاك الداخلي بين الحبيبات الصلبة.

ليس هنالك طريقة عامة لتغذية مكونات الخليط في الخلطة، وذلك لأنها تعتمد على خواص الخليط والخلطة، لكن الطريقة المتبعة في أعلاه مستخدمة بشكل واسع وقد أثبتت نتائج جيدة مع عدم حصول أنغزال في مكونات الخليط. يجب الانتباه الى ضرورة ترطيب السطح الداخلي للخلطة قبل البدء بعملية التغذية بمكونات الخرسانة، ويتم ذلك بواسطة استخدام رذاذ الماء بواسطة مرشة صغيرة بحيث يصبح السطح الداخلي رطباً دون إضافة كمية من الماء مما يؤدي الى زيادة كمية ماء الخلط وينعكس ذلك سلباً على مقاومة الخرسانة الناتجة. أن عدم ترطيب السطح الداخلي يؤدي الى امتصاص جزء من ماء الخلط وبالتالي تقل نسبة الماء/ المواد السمنتية الفعالة والتي تؤدي الى ضعف مقاومة الخرسانة الناتجة.





الفصل الرابع: الخرسانة الطرية (Fresh Concrete).

المحاضرة السابعة عشر: رص الخرسانة (نظري، 2 ساعة).

7-4 رص الخرسانة (Compaction of Concrete):

ترص الخرسانة بصورة رئيسية لطرد الهواء المحصور، وللحصول على أقصى كثافة، ولزيادة قوة الربط بين مكونات الخرسانة من جهة وبين الخرسانة وحديد التسليح من جهة أخرى. يكون الرص على نوعين:

1. رص يدوي (Hand Compaction).

يستعمل الرص اليدوي في الأحوال الاعتيادية وفي الخلطات المبتلة القوام.

2. رص ميكانيكي (Mechanical Compaction).

يستعمل الرص الميكانيكي في الأعمال الهامة والكبيرة التي يراد فيها الحصول على خرسانة جيدة،

ويتكون من 3 أنواع كالآتي:

(1) باستعمال الهزازات وهي على أنواع منها:

1-1 الهزازات الداخلية.

2-1 الهزازات السطحية.

3-1 المنضدة الهزازة.





4-1 الهزات الخارجية أو القالبية.

2. رص بالكبس الهيدروليكي.

3. رص بالمطارق الآلية.

يستعمل الرص بالمطارق الآلية في الركائز ذات الصب الموقعي، ويكون أما بشكل مباشر على الخرسانة أو بالطرق الألي. أما الرص بالكبس الهيدروليكي فلا يستعمل في الأنشاء حيث يتكون من ضغط فقط ويستعمل في معامل صنع الكاشي ومعامل صناعة البلوك، والسبب في ذلك هو أن هذه الطريقة تساعد على كبس المكونات مع بعضها البعض. أما استعمال الهزات فيكون كالتالي:

الهزات الداخلية.

تكون بشكل أسطواني، تغطس بشكل وقي في الخرسانة الطرية وعند استخدامها ينبغي:

i) سحب الهزاة بمعدل 80 ملم / ثانية كي يملأ الفراغ المتروك كلياً بالخرسانة ولا يحصر هواء في الداخل.

ii) تغطيس الهزاة خلال العمق الكلي لطبقة الخرسانة الطرية وألى الطبقة التي تحتها اذا كانت لدنة، وذلك لتجنب المستويات الضعيفة وللحصول على كتلة خرسانية واحدة.





تعد الهزازات الداخلية من أفضل أنواع الهزازات للأسباب التالية:

- (i) تؤثر بصورة مباشرة على الخرسانة.
- (ii) يمكن تحريكها بسهولة داخل الخرسانة لتوزيع الحركة الأهتزازية.
- (iii) يمكن استعمالها بسهولة في المقاطع الخرسانية الكثيفة التسليح.

الهزازات الخارجية.

يتم تثبيت هذا النوع من الهزازات بأحكام على سطح القالب بواسطة ماسكات خاصة، حيث يتم رص القالب والخرسانة سوياً، مما يسبب فقدان جزء من الشغل المنجز اللازم للحصول على رص متكامل للخرسانة، وتستعمل لرص المقاطع الخرسانية التي يكون عرضها أو سمكها قليل بحيث لا يمكن استعمال الهزازات الداخلية فيها، وعند استخدام هذا النوع من الهزازات يجب مراعاة مايلي:

(i) صب الخرسانة بطبقات مناسبة العمق وذلك لصعوبة طرد الهواء من الطبقات السميكة.

(ii) تبديل موقع الهزاة بين فترة وأخرى لتوزيع الحركة الأهتزازية.

المنضدة الهزازة.

عند استخدام هذا النوع توضع القوالب على سطوحها بعكس الهزازات الخارجية، وفي هذه الحالة يتم رص القالب والخرسانة معاً مما يؤدي الى فقدان جزء من الشغل المبذول للحصول على رص





كلي للخرسانة في رج القالب، وتستعمل في رص الوحدات الخرسانية المسبقة الصب حيث تمتاز
برص الخرسانة بصورة متجانسة.

الهزات السطحية.

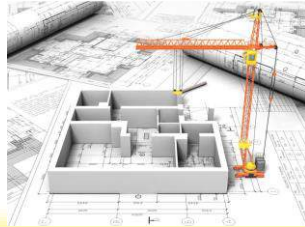
تتكون من لوح مستوي يركب عليه جهاز الاهتزاز، وتستعمل في الخرسانة الكتلية كالسدود
والخزانات، حيث تستخدم بعد صب الخرسانة ورصها بالهزات الداخلية، بعد ذلك تمرر على
سطحها الهزاة السطحية للحصول على سطح مستو وصقيل. أن الانتهاء الفعلي لعملية الرص يعتمد
على مظهر سطح الخرسانة الذي يجب أن يكون خالياً من الفجوات ولا يحتوي مزيد من المونة.

4-8 إعادة رج الخرسانة:

عملية إعادة رج الخرسانة تقلل من التشققات الناتجة من الترسب المتفاوت للخرسانة الطرية
وتؤدي الى تخفيف أجهادات الانكماش اللدن حول حبيبات الركام، وبذلك يتم الحصول على تلاصق
جيد بين مكونات الخرسانة من جهة ومع حديد التسليح من جهة أخرى. ويمكن إعادة رج الخرسانة
الى حد 4 ساعات من وقت الخلط.

يؤدي رج الخرسانة في وقت مبكر الى زيادة مقاومتها للأنضغاط، حيث أن إعادة رج الخرسانة
في وقت متأخر يؤدي الى ضعف الخرسانة مستقبلاً بسبب حصول تشققات فيها ولأن عملية إعادة





الرج تبدأ بعد وقت تكون الخرسانة قد بدأت بالتاسك. عملية إعادة رج الخرسانة لاتستعمل بصورة واسعة لأنها تضيف خطوة أخرى في إنتاج الخرسانة وتزيد من تكاليفها.

9-4 صناعة الخرسانة في الأجواء الحارة:

أن درجة حرارة 30 م° كمعدل تعد درجة حرارة مناسبة لإنتاج الخرسانة، حيث أن ارتفاع درجة الحرارة أكبر من هذا المعدل يؤدي الى حصول مشاكل عديدة منها حصول التشقق نتيجة زيادة سرعة تبخر ماء الخلط بالإضافة الى زيادة سرعة تجمد الخرسانة ونقصان قابلية التشغيل، أن من أهم المشاكل التي تنتج من صناعة الخرسانة في الجو الحار:

1. زيادة سرعة وكية الماء المتبخر من الخرسانة الطرية.
2. زيادة سرعة تجمد الخرسانة.
3. تناقص قابلية التشغيل في الخرسانة الطرية وبشكل متسارع.
4. زيادة كمية الماء اللازمة لأعطاء ليونة أو قابلية تشغيل معينة.
5. يكون نقل وصب ومعالجة الخرسانة أكثر صعوبة من الأحوال الاعتيادية.
6. زيادة أنكماش الخرسانة اللدنة.
7. أزدیاد التبدلات الحجمية عندما تبرد الخرسانة.
8. زيادة تشقق الخرسانة.





9. تقليل مقاومة الخرسانة النهائية بالرغم من التحسن الذي يحصل على مقاومة الخرسانة المبكرة.

10. زيادة نفاذية الخرسانة.

ومن أجل تجنب حدوث المشاكل أعلاه وزيادة قابلية التشغيل يجب مراعاة مايلي:

- (1) اختيار وقت لأجراء عملية الصب بحيث تكون درجة حرارة الجو مناسبة.
- (2) استخدام المواد المضافة المبطة والتي تزيد من وقت تجمد الخرسانة وقابلية تشغيل الخرسانة الطرية.
- (3) تقليل محتوى السمنت في الخلطة والذي يقلل من حرارة الأماهة.
- (4) تبريد واحد أو أكثر من مكونات الخرسانة (الركام، الماء، والسمنت)، تتم عملية تبريد الماء باستعمال الجليد عوضاً عن جزء من ماء الخلط، في حين أن تبريد الركام يكون أكثر صعوبة وذلك لأن الحرارة النوعية للصخر تكون أقل تأثيراً، أما عملية تبريد السمنت فقد تؤدي الى تلفه نتيجة تميأ حبيبات السمنت (تكتل حبيبات السمنت أثناء التبريد) قبل الاستخدام مما يؤدي الى فقدان قيمته السمنتية. أن خفض درجة حرارة الركام بمقدار 1 م° يؤدي الى خفض حرارة الخرسانة بمقدار 0.5 م°.

من الضروري أن تحفظ درجة حرارة الخرسانة الطرية الى أقل من 29 م°، ويمكن حسابها من

المعادلة التالية:





$$T = \frac{0.22(T_a M_a + T_c M_c) + T_w M_w + T_{wa} M_{wa}}{0.22(M_a + M_c) + M_w + M_{wa}}$$

Where;

T ; Temperature of the freshly mixed concrete in °C.

T_a, T_c, T_w , and T_{wa} ; Temperature of aggregate, cement, added mixing water, and free water in aggregates in °C.

M_a, M_c, M_w , and M_{wa} ; Mass of aggregate, cement, added mixing water, and free water in aggregates in Kg.

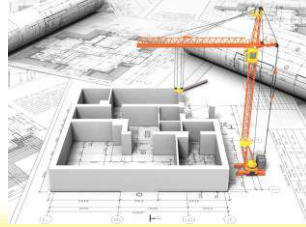
0.22; (Approximate specific heat value of dry raw materials to that of water).

أن درجة الحرارة الفعلية أكبر من درجة الحرارة المحسوبة بواسطة المعادلة أعلاه بسبب:

(i) حرارة الأماهة.

(ii) الشغل المنجز للتغلب على قوى الاحتكاك الداخلي بين مكونات الخرسانة.





وعند أنتاج الخرسانة في الأجواء الحارة (القارية) يجب مراعاة مايلي:

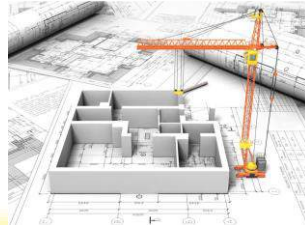
(1) أن لا تزيد درجة حرارة السمنت عن 75 °م لأن السمنت الحار يتكثف ويتجمد عند تماسه مع الماء.

(2) بعد إنهاء عملية صب الخرسانة يجب وقايتها من أشعة الشمس المباشرة لتجنب حدوث التشققات عندما يبرد الجو ليلاً بسبب الاختلاف الكبير بين درجات الحرارة ما بين الليل والنهار.

(3) عدم السماح بتبخر ماء المعالجة من سطح الخرسانة لأن ذلك يؤدي الى حدوث أجهادات شد أكبر من تلك التي تتحملها الخرسانة وبالتالي يؤدي ذلك الى ظهور شقوق في سطح الخرسانة، ولتجنب حدوث مثل هذه الظاهرة يلجأ الى تغطية سطح الخرسانة بطبقة من مادة النايلون.

The usual method of cooling concrete is to lower the temperature of the concrete materials before mixing. One or more of the ingredients should be cooled. In hot weather the aggregate and mixing water should be kept as cool as practicable; theses materials have a greater influence on concrete temperature after mixing than other ingredients.





The contribution of each ingredient in a concrete mixture to the temperature of freshly mixed concrete is related to the temperature, specific heat, and quantity of each material. Fig. (4-9) shows graphically the effect of temperature of materials on the temperature of fresh concrete. It is evident that although concrete temperature is primarily dependent upon the aggregate temperature, cooling the mixing water can be effective.

The approximate temperature of concrete can be calculated from the temperature of its ingredients by using the following equation:

$$T = \frac{0.22(T_a M_a + T_c M_c) + T_w M_w + T_{wa} M_{wa}}{0.22(M_a + M_c) + M_w + M_{wa}}$$

Where;

T ; Temperature of the freshly mixed concrete in °C.

T_a, T_c, T_w , and T_{wa} ; Temperature of aggregate, cement, added mixing water, and free water in aggregates in °C.

M_a, M_c, M_w , and M_{wa} ; Mass of aggregate, cement, added mixing water, and free water in aggregates in Kg.

Example calculations for initial concrete temperature of all the materials in concrete are shown in Table (4-3). Water is the easiest to cool. Even though it is used in smaller quantities than the other ingredients, cold water will produce a moderate reduction in the concrete temperature.





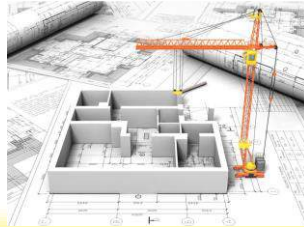
Mixing water from a cool source should be used. It should be stored in tanks that are not exposed to the direct rays of the sun. Tanks and pipelines carrying mixing water should be buried, insulated, shaded, or painted white to keep water as cool as practical. Water can be cooled by refrigeration, liquid nitrogen, or ice. Cooling the mix water temperature 2 to 2.2 °C will usually lower the concrete temperature about 0.5 °C. However, because mix water is such a small percentage of the total mixture, it is difficult to lower concrete temperatures more than about 4.5 °C by cooling the water alone.

Ice can be used as part of the mixing water provided it is completely melted by the time mixing is completed.

Table (4-3) Effect of temperature of materials on initial concrete temperatures.

Material	Mass (M) (Kg)	Specific Heat (kJ/kg)	Joules to vary temperature (1°C).	Initial temperature of material (T) in (°C).	Total Joules in material.
	(1)	(2)	(3) Col. 1 × Col. 2	(4)	(5) Col. 3 × Col. 4
Cement	335 M _c	0.92	308	66 T _c	20,328
Water	123 M _w	4.184	515	27 T _w	13,905
Total Aggregate	1839 M _a	0.92	1692	27 T _a	45,684
Total			2515	Total	79,917





Initial concrete temperature = $(79,917/2515)$
= 31.8°C .

To achieve 1°C reduction in initial concrete temperature;

- Cement temperature must be lowered to $(2515/308) = 8.2^{\circ}\text{C}$.
- Or water temperature dropped to $(2515/515) = 4.9^{\circ}\text{C}$.
- Or aggregate temperature cooled to $(2515/1692) = 1.5^{\circ}\text{C}$.

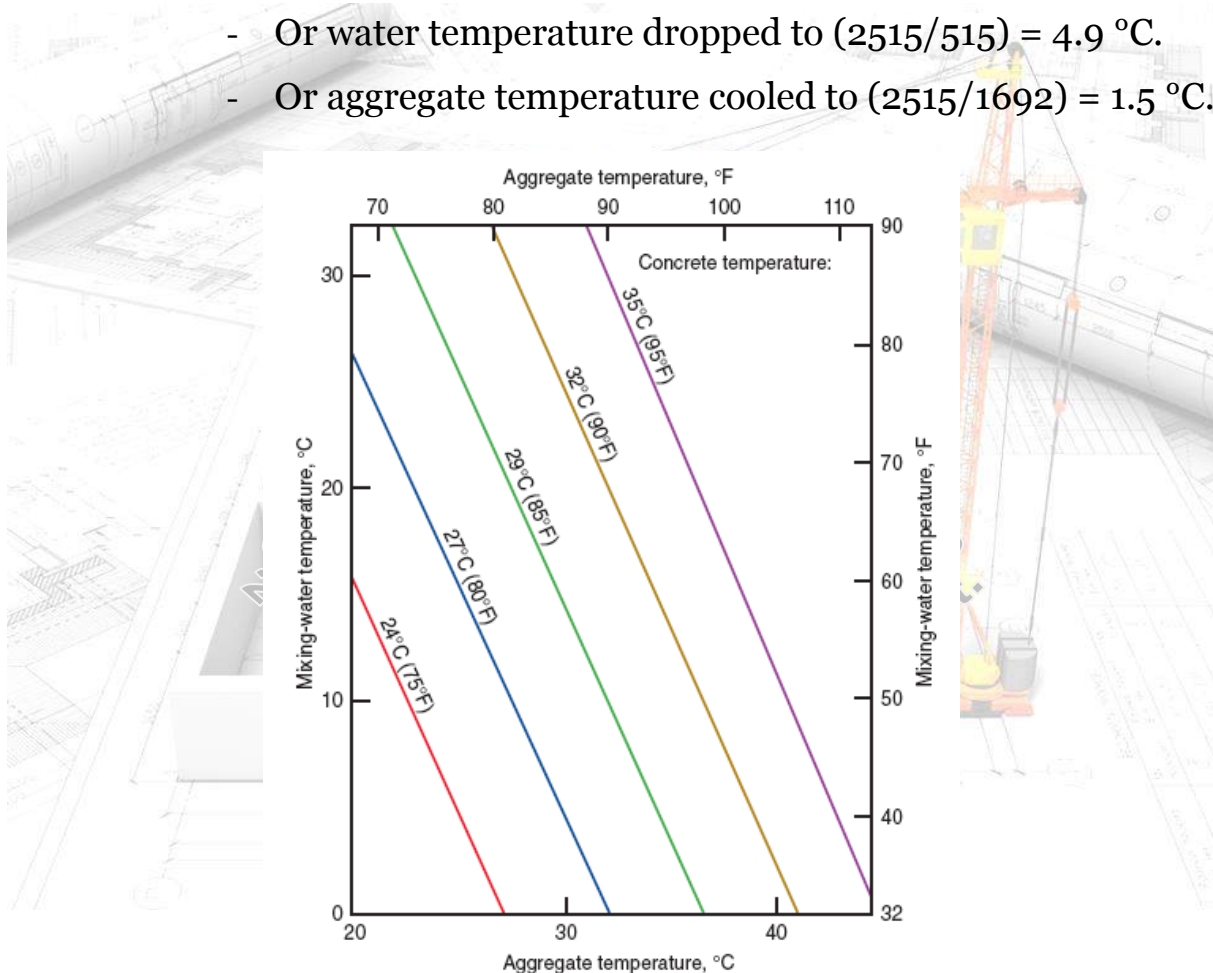


Fig. (4-9) Temperature of freshly mixed concrete as affected by temperature of its ingredients, although the chart is based on the following mixture, it is reasonably accurate for other typical mixtures: Aggregate 1360 Kg, Moisture in aggregate 27 Kg, Added mixing water 109 Kg, and Cement at 66°C 256 Kg.





When using crushed ice, care must be taken to store it at a temperature that will prevent the formation of lumps. When ice is added as part of the mixing water, the effect of the heat of fusion of the ice must be considered; so the equation for temperature of fresh concrete is modified as follows:

$$T = \frac{0.22(T_a M_a + T_c M_c) + T_w M_w + T_{wa} M_{wa} - 80 M_i}{0.22(M_a + M_c) + M_w + M_{wa} + M_i}$$

Where;

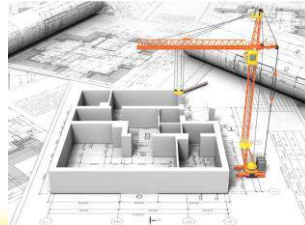
M_i ; is the mass of ice in Kg.

The heat of fusion of ice in metric units is 335 kJ per kg, calculations in Table (4-4) show the effect of 44 kg of ice in reducing the temperature of concrete. Crushed or flaked ice is more effective than chilled water in reducing concrete temperature. The amount of water & ice must not exceed the total mixing water requirements.

Fig. (4-10) shows crushed ice being charged into a truck mixer prior to the addition of other materials. Mixing time should be long enough to completely melt the ice. The volume of ice should not replace more than approximately 75% of the total batch water. The maximum temperature reduction from the use of ice is limited to about 11 °C.

If a greater temperature reduction is required, the injection of liquid nitrogen into the mixer may be the best alternative method. The liquid



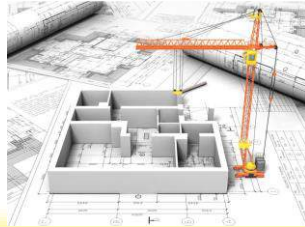


nitrogen can be added directly into a central mixer drum or the drum of a truck mixer to lower concrete temperature. Fig. (4-11) shows liquid nitrogen added directly into a truck mixer near a ready mix plant. Care should be taken to prevent the liquid nitrogen from contacting the metal drum; the super cold liquid nitrogen may crack the drum. The addition of liquid nitrogen does not in itself influence amount of the mixing water required except that lowering the concrete temperature can reduce water demand.

Aggregates have a pronounced effect on the fresh concrete temperature because they represent 70-85% of the total mass of concrete. To lower the temperature of concrete 0.5 °C requires only a 0.8 °C to 1.1 °C reduction in the temperature of the coarse aggregate. There are several simple methods of keeping aggregates cool. Stockpiles should be shaded from the sun and kept moist by sprinkling. Do not spray salt water on aggregate stockpiles. Since evaporation is a cooling process, sprinkling provides effective cooling, especially when the relative humidity is low.

Sprinkling of coarse aggregates should be adjusted to avoid producing excessive variations in the surface moisture content and thereby causing a loss of slump uniformity. Refrigeration is another method of cooling materials. Aggregates can be immersed in cold-water tanks, or cooled air can be circulated through storage bins. Vacuum cooling can reduce aggregate temperatures to as low as 1°C.





Cement temperature has only a minor effect on the temperature of the freshly mixed concrete because of cement's low specific heat and the relatively small amount of cement in a concrete mixture. A cement temperature change of 5°C generally will change the concrete temperature by only 0.5°C . Because cement loses heat slowly during storage, it may still be warm when delivered. (This heat is produced in grinding the cement clinker during manufacture.) Since the temperature of cement does affect the temperature of the fresh concrete to some extent, some specifications place a limit on its temperature at the time of use. This limit varies from 66°C to 82°C (ACI Committee 305). However, it is preferable to specify a maximum temperature for freshly mixed concrete rather than place a temperature limit on individual ingredients.

Concrete Technology Lectures
2nd Stage/Civil Eng. Department.
Dr. Ammar Saleem Khazaal





Fig. (4-10) Substituting ice for part of the mixing water will substantially lower concrete temperature. A crusher delivers finely crushed ice to a truck mixer reliably and quickly.





Fig. (4-11) Liquid nitrogen added directly into a truck mixer at the ready mix plant is an effective method of reducing concrete temperature for mass concrete placements or during hot weather concreting.





Table (4-4) Effect of ice (44 kg) on temperature of concrete.

Material	Mass (M) (Kg)	Specific Heat (kJ/kg)	Joules to vary temperature (1°C).	Initial temperature of material (T) in (°C).	Total Joules in material.
	(1)	(2)	(3) Col. 1 × Col. 2	(4)	(5) Col. 3 × Col. 4
Cement	335 M _c	0.92	308	66 T _c	20,328
Water	123 M _w	4.184	515	27 T _w	13,905
Total Aggregate	1839 M _a	0.92	1692	27 T _a	45,684
Ice	44 M _i	4.184	184	0 T _i	0
	Sub-Total		2699	Sub-Total	79,917
Minus 44 (M _i) × heat of fusion (335 kJ/kg) = 14,740					
	Grand Total				65,177

Concrete Temperature = (65,177/2699)
= 24.1 °C.





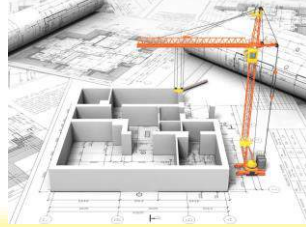
10-4 الخرسانة الجاهزة الخلط:

في هذه الطريقة يتم أستلام خرسانة جاهزة للصب من مصنع الخلطة المركزي بدلاً من تحديد كميات مكونات الخرسانة وخلطها في موقع العمل. وتستعمل الخرسانة الجاهزة الخلط بصورة واسعة وخاصة في مواقع الأعمال المزدحمة وفي إنشاء الطرق بسبب عدم توفر الأماكن الكافية لحزن المواد اللازمة لإنتاج الخرسانة. من فوائد هذه الخرسانة:

- (1) إمكانية تحضيرها تحت ظروف من السيطرة التامة.
- (2) أستخدامها عند الحاجة الى أستعمال كميات صغيرة من الخرسانة أو عند صب الخرسانة بفترات مختلفة.
- (3) تستعمل في إنشاء الطرق وفي الأماكن المزدحمة.

من سلبيات هذه الخرسانة الكلفة الأعلى مقارنة بالخرسانة المنتجة في موقع العمل. أنواع الخرسانة الجاهزة الخلط. هنالك نوعين من الخرسانة الجاهزة الخلط كالتالي:





i. الخرسانة المخلوطة في المركز، حيث يتم خلط المكونات في المصنع المركزي وتنقل الى الموقع بواسطة شاحنة خلاطة تدور بصورة بطيئة حول محورها الأفقي لتجنب حدوث الأنغزال.

ii. الخرسانة المخلوطة أثناء النقل، حيث يتم تحديد كميات المواد في مصنع الخلاطة المركزي ولكنها تخلط أثناء عملية النقل (بواسطة شاحنة النقل) الى موقع الصب، أو قبل تفريغ الخرسانة بفترة قليلة. أن الوقت المسموح به لأبقاء مكونات الخرسانة مخلوطة هو 90 دقيقة حسب المواصفة القياسية العراقية و 120 دقيقة حسب المواصفة القياسية البريطانية.

4-10-1 مشاكل إنتاج الخرسانة الجاهزة الخلط.

أن المشكلة الرئيسية في إنتاج الخرسانة الجاهزة الخلط هي كيفية المحافظة على قابلية تشغيلها الى وقت الصب، وذلك لأن الخرسانة بصورة عامة تتصلب بمرور الوقت وتزداد سرعة تصلبها بأطالة فترة الخلط وزيادة درجة الحرارة، حيث يسبب تبخر ماء الخلط ونقصان الماء الحر (بسبب أمهة السمات) تقليل قابلية التشغيل. في مثل هذه الحالة يجب إعادة





تطبيع الخرسانة (Re-Tempering) أي يعاد مزجها بأضافة الماء وبذلك يمكن أسترجاع قابلية التشغيل ولكن يحصل نقصان في المقاومة بسبب زيادة كمية ماء الخليط.

4-11 الخرسانة المنقولة بالضخ:

يتم نقل الخرسانة من المصنع المركزي الى موقع الصب بأستخدام مضخات، ويكون ضخ الخرسانة أما عمودياً أو أفقياً، حيث يمكن ضخها لأرتفاع 40 متراً بشكل عمودي و 450 متراً بشكل أفقي، ولكن يجب أن لا يقل قطر أنبوب الضخ عن 3 أمثال المقاس الأقصى للركام. أن الفائدة الرئيسية لضخ الخرسانة هي إمكانية تجهيزها الى نقاط موزعة على مساحات واسعة يصعب الحصول عليها بالطرق الأخرى مثل الأنفاق ومواقع العمل المزدحمة، وبضخ الخرسانة يمكن تجنب مناولتها حيث تتم عملية الضخ بنقل الخرسانة من موقع الخلط الى موقعها في القالب.

يجب أن تكون الخلطات المنقولة بالضخ غنية بالسمنت وتزيد فيها نسبة الرمل وجيدة التشغيل ولا يحصل فيها أنغزال، وفي حال أستعمال خلطات فقيرة بالسمنت يجب أستعمال عوامل مساعدة لتحسين قابلية التشغيل، حيث يعد عدم احتواء الخلطة الخرسانية المنقولة





بالضخ على نسبة كافية من الركام الناعم واحد من أهم العوامل التي تساعد على أنسداد خط النقل.

يجب عدم استعمال أنابيب الألمنيوم عند نقل الخرسانة بالضخ وذلك لأن الألمنيوم يتفاعل مع القلويات الموجودة في السمنت ويحرر غاز الهيدروجين (H_2) الذي يسبب تكوين فجوات داخل الخرسانة المتصلبة مؤدياً ذلك الى نقصان في مقاومتها.





الفصل الرابع: الخرسانة الطرية (Fresh Concrete).

المحاضرة الرابعة عشر : فحوصات الخرسانة الطرية (نظري، 2 ساعة).

4-12 Fresh Concrete Testing:

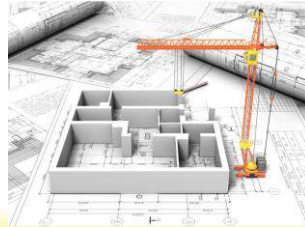
4-12-1 Measurement of Workability:

It is discussed earlier that workability of concrete is a complex property. Just as it eludes all precise definition, it is eludes precise measurements. Numerous attempts have been made by many research workers to quantitatively measure this important and vital property of concrete. But none of these methods are satisfactory for precisely measuring or expressing this property to bring out its full meaning. Some of the tests, measure the parameters very close to workability and provide useful information. The following tests are commonly employed to measure workability;

4-12-2 Slump test:

Slump test is the most commonly used method of measuring consistency of concrete which can be employed either in laboratory or at site of work. It is not a suitable method for very wet or very dry concrete. It does not measure all factors contributing to workability, nor is it always representative of the placability of the concrete. However, it is used conveniently as a control test and gives an indication of the uniformity of concrete from batch to batch. Repeated batches of the same mix, brought to the same slump, will have the same water content and water cement ratio, provided the weights of aggregate, cement and admixtures are uniform and aggregate grading is within acceptable limits. Additional information on workability and quality of concrete can be obtained by observing the manner in which concrete slumps. Quality of concrete can





also be further assessed by giving a few tappings or blows by tamping rod to the base plate. The deformation shows the characteristics of concrete with respect to tendency for segregation.

The apparatus for conducting the slump test essentially consists of a metallic mould in the form of a frustum of a cone having the internal dimensions as under;

Bottom diameter: 20 cm.

Top diameter: 10 cm.

Height: 30 cm.

The thickness of the metallic sheet for the mould should not be thinner than 1.6 mm. Sometimes the mould is provided with suitable guides for lifting vertically up. For tamping the concrete, a steel tamping rod 16 mm diameter, 600 mm long with bullet end is used. Fig. (4-12) shows the details of the slump cone apparatus. The internal surface of the mould is thoroughly cleaned and freed from superfluous moisture and adherence of any old set concrete before commencing the test. The mould is placed on a smooth, horizontal, rigid and non-absorbant surface. The mould is then filled in four layers, each of approximately of $\frac{1}{4}$ the height of the mould. Each layer is tamped 25 times by the tamping rod taking care to distribute the strokes evenly over the cross section.

After the top layer has been rodded, the concrete is struck off level with a trowel and tamping rod. The mould is removed from the concrete immediately by raising it slowly and carefully in a vertical direction. This allows the the concrete to subside. This subsidence is referred as slump of concrete. The difference in level between the height of the mould and that of the heighest point of the subsided concrete is measured. This difference in height in mm is taken as slump of concrete. ASTM measure the center of the slumped concrete as the difference in height. ASTM also specifies 3 layers.





The pattern of the slump is shown in Fig. (4-13), it indicates the characteristic of concrete in addition to the slump value. If the concrete slumps evenly it is called true slump. If one half of the cone sides down, it is called shear slump. In case of a shear slump, the slump value is measured as the difference in height between the height of the mould and the average value of subsidence. Shear slump also indicates that the concrete is non-cohesive and shows the characteristic of segregation.

It is seen that the slump test gives fairly good consistent results for a plastic mix. This test is not sensitive for a stiff mix. In case of dry-mix, no variation can be detected between mixes of different workability. In the case of rich mixes, the value is often satisfactory, their slump being sensitive to variations in workability. IS 456 of 2000 suggests that in the “very low” category of workability where strict control is necessary, for example, pavement quality concrete (PQC), measurement of workability by determination of compacting factor will be more appropriate than slump and a value of 0.7 to 0.8 compacting factor is suggested.

The above IS also suggests that in the “very high” category of workability by determination of “flow” by flow test will be more appropriate. However, in a lean mix with a tendency of harshness a true slump can easily change to shear slump. In such case the tests should be repeated.

Despite many limitations, the slump test is very useful on site to check day to day or hour to hour variation in the quality of mix. An increase in slump, may mean for instance that the moisture content of the aggregate has suddenly increased or there has been sudden change in the grading of aggregate. The slump test gives warning to correct the causes for change of slump value. The simplicity of this test is yet another reason, why this test is still popular in spite of the fact that many other workability tests are in vogue. Table (4-5) shows the nominal slump value for different degrees of workability.





The Bureau of Indian Standards, in the past, generally adopted compacting factor test values for denoting workability. Even in the IS 10262 of 1982 dealing with recommended Guide Line for Concrete Mix Design, adopted compacting factor for denoting workability. But now in the version of IS 456 of 2000 the code has reverted back to slump value to denote the workability rather than compacting factor. It shows that slump test has more practical utility than the other tests for workability.

Table (4-5) Workability, slump, and compacting factor of concretes with 20 mm or 40 mm maximum size of aggregate.

Degree of workability	Slump (mm)	Compacting factor		Use for which concrete is suitable
		Small apparatus	Large apparatus	
Very low (Compacting factor is suitable)	-	0.78	0.8	Roads vibrated by power-operated machines. At the more workable end of this group, concrete may be compacted in certain cases with hand-operated machines.
Low	25-75	0.85	0.87	Roads vibrated by power-operated machines. At the more workable end of this group, concrete may be manually compacted in roads using aggregate of rounded or irregular shape. Mass concrete foundations without vibration or lightly reinforced sections with vibration.





Degree of workability	Slump (mm)	Compacting factor		Use for which concrete is suitable
		Small apparatus	Large apparatus	
Medium	50-100	0.92	0.935	At the less workable end of this group, manually compacted flat slabs using crushed aggregates. Normal reinforced concrete manually compacted and heavily reinforced sections with vibration.
High	100-150	0.95	0.96	For sections with congested reinforcement. Not normally suitable for vibration. For pumping and tremie placing.
Vey high				Flow table test is more suitable.



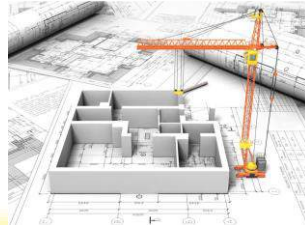


Fig. (4-12) Slump test apparatus.

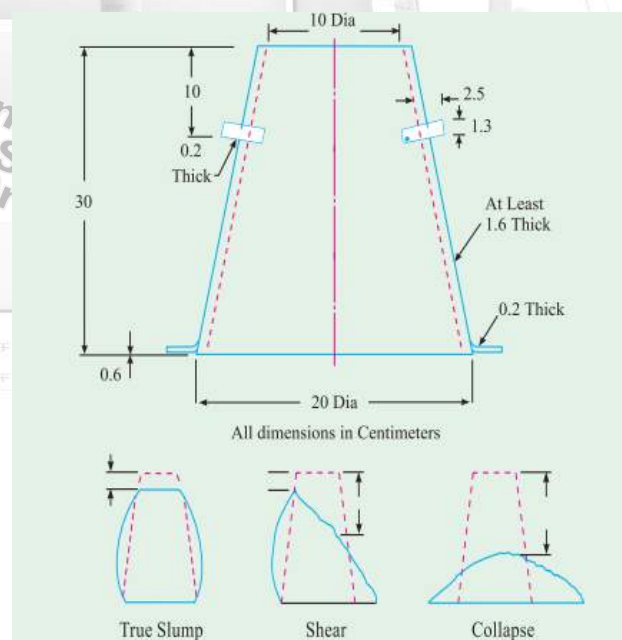
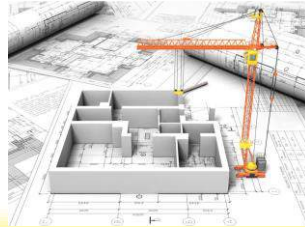


Fig. (4-13) Details of slump cone and cases of slumps.





4-12-3 K-Slump Tester:

Very recently a new apparatus called “K-Slump tester”, has been devised. It can be used to measure the slump directly in one minute after the tester is inserted in the fresh concrete to the level of the floater disc. This tester can also be used to measure the relative workability. The apparatus comprises of the following four principal parts:

- i. A chrome plated steel tube with external and internal diameters of 1.9 and 1.6 cm respectively. The tube is 25 cm long and its lower part is used to make the test. The length of this part is 15.5 cm which includes the solid cone that facilitates inserting the tube into the concrete. Two types of openings are provided in this part: 4 rectangular slots 5.1 cm long and 0.8 cm wide and 22 round holes 0.64 cm in diameter; all these openings are distributed uniformly in the lower part as shown in Fig. (4-14).
- ii. A disc floater 6 cm in diameter and 0.24 cm in thickness which divides the tube into two parts: the upper part serves as a handle and the lower one is for testing as already mentioned. The disc serves also to prevent the tester from sinking into the concrete beyond the preselected level.
- iii. A hollow plastic rod 1.3 cm in diameter and 25 cm long which contains a graduated scale in centimeters. This rod can move freely inside the tube and can be used to measure the height of mortar that flows into the tube and stays there. The rod is plugged at each end with a plastic cap to prevent concrete or any other material from seeping inside.
- iv. An aluminum cap 3 cm diameter and 2.25 cm long which has a little hole and a screw that can be used to set and





adjust the reference zero of the apparatus. There is also in the upper part of the tube, a small pin which is used to support the measuring rod at the beginning of the test. The total weight of the apparatus is 226 gm.

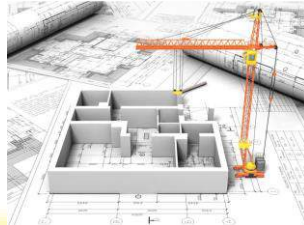
The following procedure is used;

- Wet the tester with water and shake off the excess.
- Raise the measuring rod, tilt slightly and let it rest on the pin located inside the tester.
- Insert the tester on the levelled surface of concrete vertically down until the disc floater rests at the surface of the concrete. Do not rotate while inserting or removing the tester.
- After 60 seconds, lower the measuring rod slowly until it rests on the surface of the concrete that has entered the tube and read the k-slump directly on the scale of the measuring rod.
- Raise the measuring rod again and let it rest on its pin.
- Remove the tester from the concrete vertically up and again lower the measuring rod slowly till it touches the surface of the concrete retained in the tube and read workability (W) directly on the scale of the measuring rod.

Remarks:

In the concrete industry, the slump test is still the most widely used test to control the consistency of concrete mixtures, even though there are some questions about its significance and its effectiveness. Many agree that the test is awkward and is not keeping with the strides that the industry has made since 1913 when the slump cone was first introduced. Several apparatuses have been proposed to replace or supplement the slump cone, but in general they have proved to be rich in theory and poor in practice. Their use is still limited mainly to research work in laboratories.





The K-slump apparatus is very simple, practical, and economical to use both in the field and the laboratory. It has proven with over 450 tests that it has a good correlation with the slump cone.

The K-slump tester can be used to measure slump in one minute in cylinders, pails, buckets, wheel-barrows, and slabs or any other desired location where the fresh concrete is placed. A workability index can be determined by the tester.

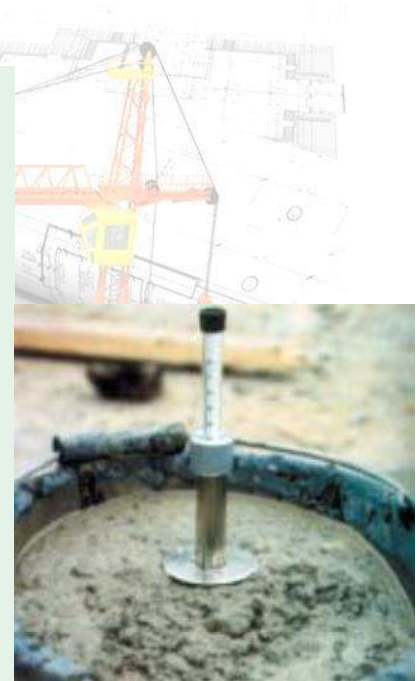
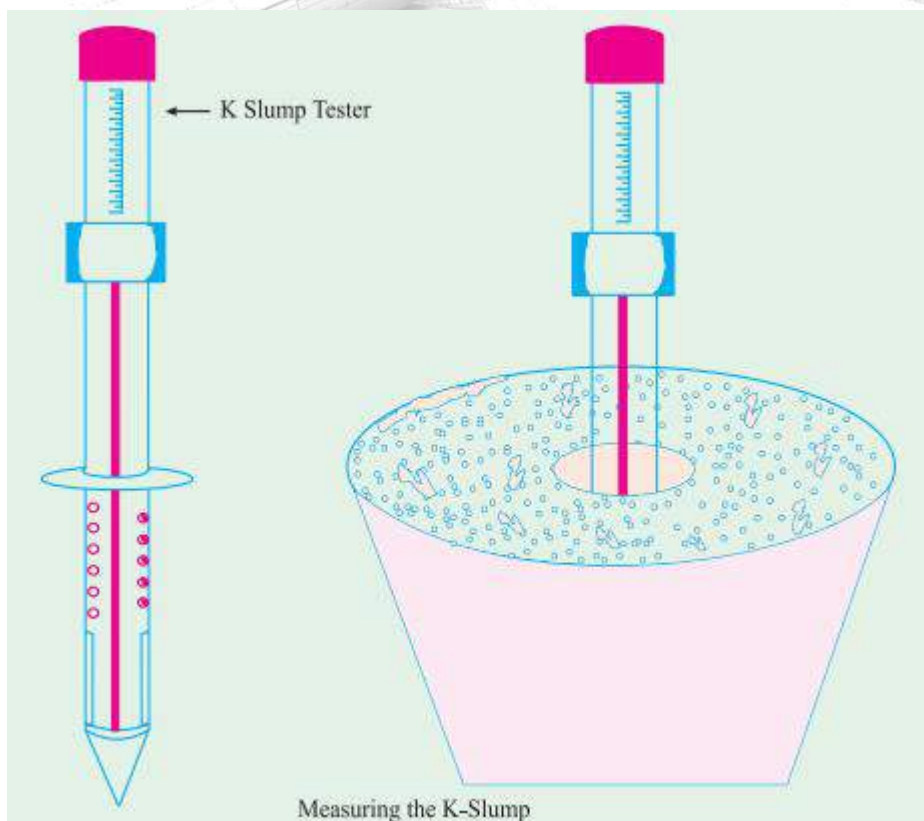


Fig. (4-14) K-Slump appartus.





4-12-4 Compacting factor test:

The compacting factor test is designed primarily for use in the laboratory, but it can also be used in the field. It is more precise and sensitive than the slump test and is particularly useful for concrete mixes of very low workability as are normally used when concrete is to be compacted by vibration. Such dry concretes are insensitive to slump test. The diagram of the apparatus is shown in Fig. (4-15). The essential dimensions of the hoppers and mould and the distance between them are shown in Table (4-6).

Table (4-6) Essential dimension of the compacting factor apparatus for use with aggregate not exceeding 40 mm nominal maximum size.

Upper hopper (A)	Dimension (cm)
Top internal diameter	25.4
Bottom internal diameter	12.7
Internal height	27.9
Lower hopper (B)	Dimension (cm)
Top internal diameter	22.9
Bottom internal diameter	12.7
Internal height	22.9
Cylinder (C)	Dimension (cm)
Internal diameter	15.2
Internal height	30.5



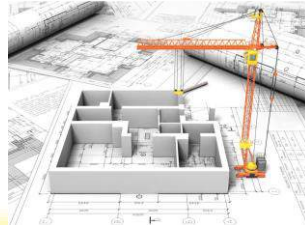


Upper hopper (A)	Dimension (cm)
Distance between bottom of upper hopper and top of lower hopper	20.3
Distance between bottom of lower hopper and top of cylinder	20.3

The compacting factor test has been developed at the Road Research Laboratory U.K., and it is claimed that it is one of the most efficient tests for measuring the workability of concrete. This tests works on the principle of determining the degree of compaction achieved by a standard amount of work done by allowing the concrete to fall through a standard height. The degree of compaction called the compacting factor is measured by the density ratio i.e., the ratio of the density actually achieved in the test to density of same concrete fully compacted.

The sample of concrete to be tested is placed in the upper hopper up to the birm. The trap-door is opened so that the concrete falls into the lower hopper. Then the trap-door of the lower hopper is opened and the concrete is allowed to fall into the cylinder. In the case of a dry-mix, it is likely that the concrete may not fall on opening the trap-door. In such a case, a slight poking by a rod may be required to set the concrete in motion. The excess concrete remaining above the top level of the cylinder is then cut off with the help of plane blades supplied with the apparatus. The outside of the cylinder is wiped clean. The concrete is filled up exactly upto the top level of the cylinder. It is weighed to the nearest 10 grams. This weight is known as “weight of partially compacted concrete”. The cylinder is emptied and then refilled with the concrete from the same sample in layers approximately 5 cm deep. The layers are heavily rammed or preferably vibrated so as to obtain full compaction. The top surface of the fully compacted concrete is then carefully struck off level with the top of





the cylinder and weighed to the nearest 10 gm. This weight is known as “weight of fully compacted concrete”.

$$\text{The compacting factor} = \frac{\text{Weight of partially compacted concrete.}}{\text{Weight of fully compacted concrete.}}$$

The weight of fully compacted concrete can also be calculated by knowing the proportion of materials, their respective specific gravities, and the volume of the cylinder. It is seen from experience, that it makes very little difference in compacting factor value, whether the weight of fully compacted concrete is calculated theoretically or found out actually after 100% compaction.

It can be realized that the compacting factor test measures the inherent characteristics of the concrete which relates very close to the workability requirements of concrete and as such it is one of the good tests to depict the workability of concrete.

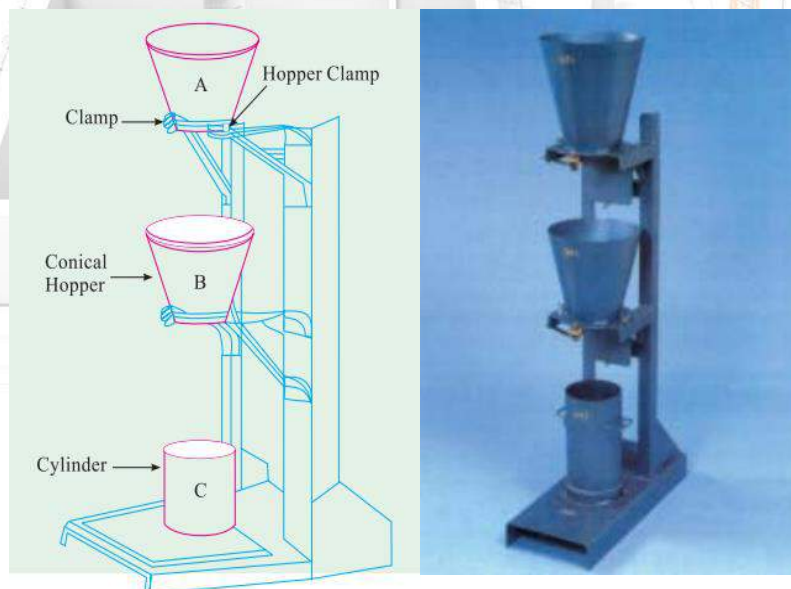
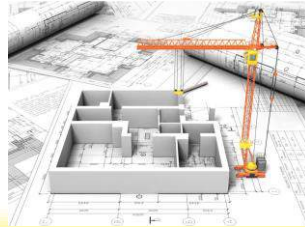


Fig. (4-15) Compacting factor apparatus.





4-12-5 Flow test:

This is laboratory test which gives an indication of the quality of concrete with respect to consistency, cohesiveness, and the proneness to segregation. In this test, a standard mass of concrete is subjected to jolting. The spread or the flow of the concrete is measured and this flow is related to workability.

Fig. (4-16) shows the details of apparatus used. It can be seen that the apparatus consists of flow table, about 76 cm in diameter over which concentric circles are marked. A mould made from smooth metal casting in the form of a frustum of a cone is used with the following internal dimensions. The base is 25 cm in diameter, upper surface 17 cm in diameter, and height of the cone is 12 cm.

The table top is cleaned of all gritty material and is wetted. The mould is kept on the centre of the table, firmly held and is filled in two layers. Each layer is rodded 25 times with a tamping rod 1.6 cm in diameter and 61 cm long rounded at the lower tamping end. After the top layer is rodded evenly, the excess of concrete which has overflowed the mould is removed.

The mould is lifted vertically upward and the concrete stands on its own without support. The table is then raised and dropped 12.5 mm 15 times in about 15 seconds. The diameter of the spread concrete is measured in about 6 directions to the nearest 5 mm and the average spread is noted. The flow of concrete is the percentage increase in the average diameter of the spread concrete over the base diameter of the mould.

$$\text{Flow \%} = \frac{\text{Spread diameter in cm} - 25}{25} \times 100$$

The value could range anything from 0-150%. A close look at the pattern of spread of concrete can also give a good indication of the characteristics of concrete such as tendency for segregation.



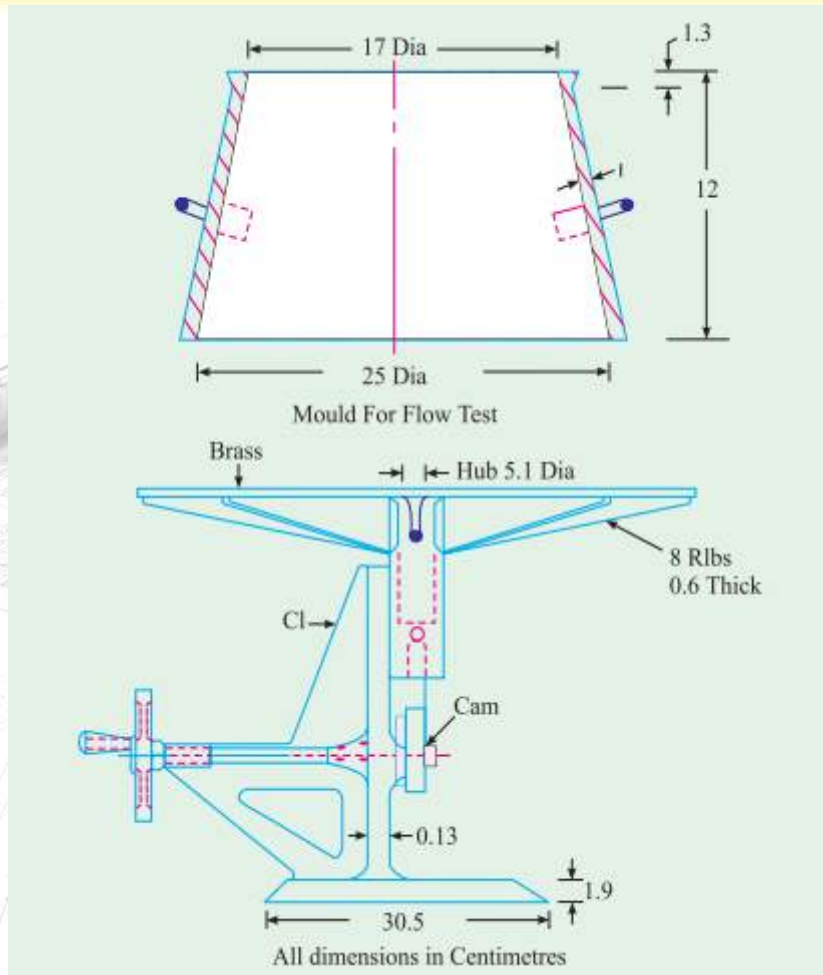
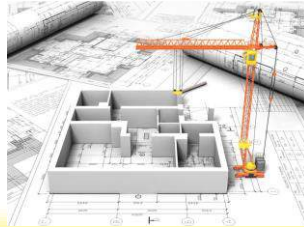


Fig. (4-16) Flow test apparatus.

Flow Table Appartus:

The BIS has recently introduced another new equipment for measuring flow value of concrete. This new flow table test is in the line with BS 1881 Part 105 of 1984 and DIN 1048 Part I. The apparatus and method of testing is described below.

The flow table apparatus is to be constructed in accordance with Fig. (4-17) a & b. Flow table top is constructed from a flat metal of minimum thickness 1.5 mm. The top is in plan 700 mm × 700 mm. The centre of the



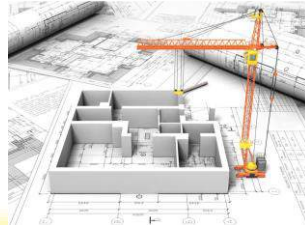


table is marked with a cross, the lines which run parallel to and out to the edges of the plate, and with a central circle 200 mm in diameter. The front of the flow table top is provided with a lifting handle as shown in Fig. (4-17 b). The total mass of the flow table top is about 16 ± 1 kg.

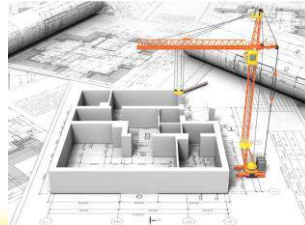
The flow table top is hinged to a base frame using externally mounted hinges in such a way that no aggregate can become trapped easily between the hinges or hinged surfaces. The front of the base frame shall extend a minimum 120 mm beyond the flow table top in order to provide a top board. An upper stop similar to that shown in Fig. (4-17 a) is provided on each side of the table so that the lower front edge of the table can only be lifted 40 ± 1 mm.

The lower front edge of the flow table top is provided with two hard rigid stops which transfer the load to the base frame. The base frame is constructed that this load is then transferred directly to the surface on which the flow table is placed so that there is minimal tendency for the flow table top to bounce when allowed to fall.

Assessory Appartus:

1. Mould: The mould is made of metal readily not attacked by cement paste or liable to rust and of minimum thickness 1.5 mm. The interior of the mould is smooth and free from projections such as protruding rivets, and is free from dents. The mould shall be in the form of a hollow frustum of a cone having the internal dimensions as shown in Fig. (4-18). The base and the top is open and parallel to each other and at right angles to the axis of the cone. The mould is provided with two metal foot pieces at the bottom and two handles above them.
2. Tamping Bar: The tamping bar is made of a suitable hardwood and having dimensions as shown in Fig. (4-18).
3. Sampling: The sample of freshly mixed concrete is obtained.
4. Procedure: The table is made level and properly supported. Before commencing the test, the table top and inner surface of the mould is





wiped with a damp cloth. The slump cone is placed centrally on the table. The slump cone is filled with concrete in two equal layers, each layer tamped lightly 10 times with the wooden tamping bar. After filling the mould, the concrete is struck off flush with the upper edge of the slump cone and the free area of the table to be cleaned off.

Half a minute after striking off the concrete, the cone is slowly raised vertically by the handles. After this, the table top raised by the handle and allowed to fall 15 times in 15 seconds. The concrete spreads itself out, and the diameter of the concrete spread shall then be measured in two directions parallel to the table edges. The arithmetic mean of the two diameters shall be the measurement of flow in millimeters.

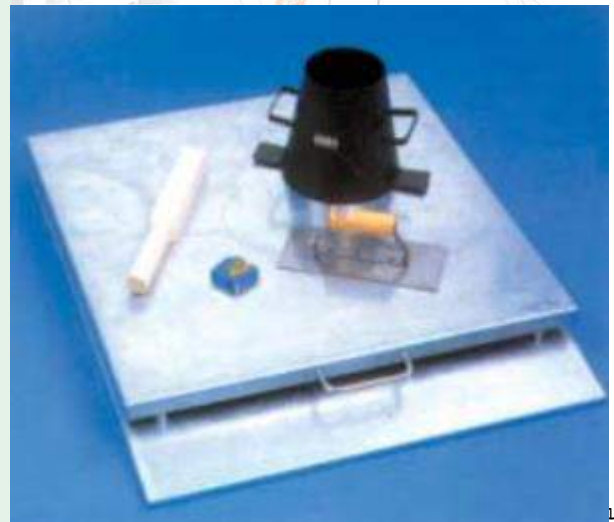
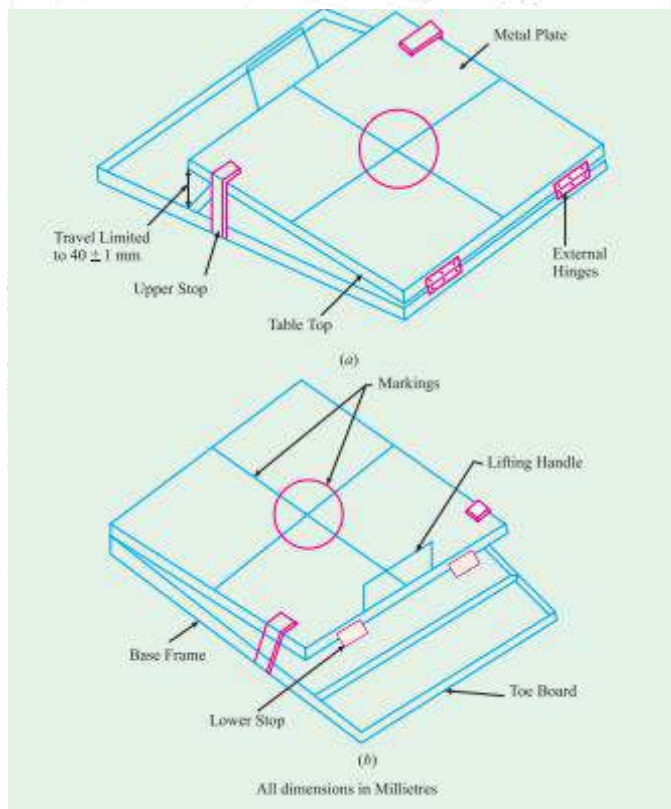


Fig. (4-17) Flow table apparatus.



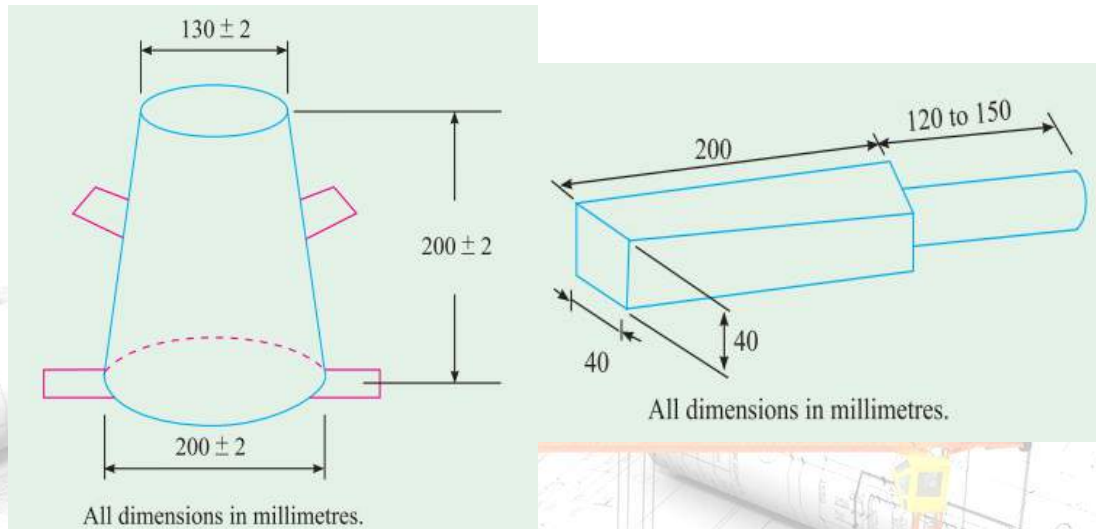
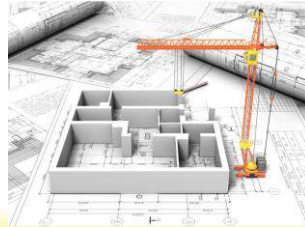


Fig. (4-18) Frustum cone and tamping bar.

4-12-6 Kelly ball test:

This is a simple field test consisting of the measurement of the indentation made by 15 cm diameter metal hemisphere weighing 13.6 kg when freely placed on fresh concrete. The test has been devised by Kelly and hence known as Kelly ball test. This has not been covered by IS specification. The advantages of this test is that it can be performed on the concrete placed in site and it is claimed that this test can be performed faster with a greater precision than slump test. The disadvantages are that it requires a large sample of concrete and it cant be used when the concrete is placed in thin section. The minimum depth of concrete must be at least 20 cm and the minimum distance from the centre of the ball to the nearest edge of the concrete 23 cm.

The surface of the concrete is struck off level, avoiding excess working, the ball is lowered gradually on the surface of the concrete. The depth of penetration is read immediately on the stem to the nearest 6 mm. The test can be performed in about 15 seconds and it gives much more consistent results than slump test. Fig. (4-19) shows the Kelly ball apparatus.



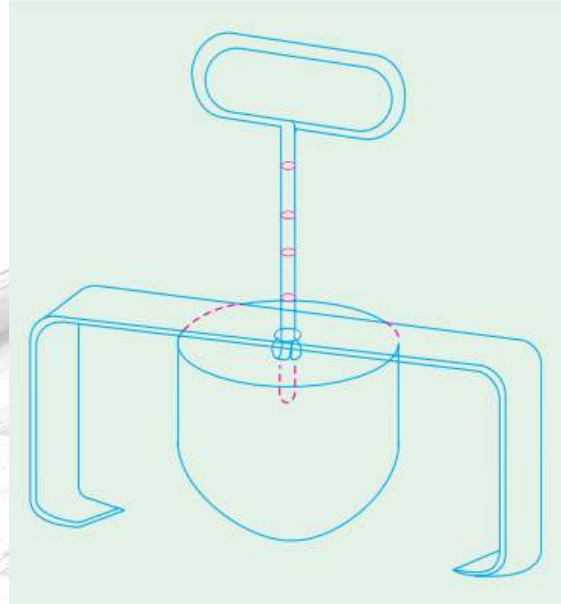


Fig. (4-19) Kelly ball apparatus.

4-12-7 Vee Bee consistometer test:

This is a good laboratory test to measure indirectly the workability of concrete. This test consists of a vibrating table, a metal pot, a sheet metal cone, and standard iron rod. The apparatus is shown in Fig. (4-20).

Slump test as described earlier is performed, placing the slump cone inside the sheet metal cylindrical pot of the consistometer. The glass disc attached to the swivel arm is turned and placed on the top of the concrete in the pot. The electrical vibrator is then switched on and simultaneously a stop watch started.

The vibration is continued till such a time as the conical shape of the concrete disappears and the concrete assumes a cylindrical shape. This can be judged by observing the glass disc from the top for disappearance of transparency. Immediately when the concrete fully assumes a cylindrical shape, the stop watch is switched off.





The time required for the shape of concrete to change from slump cone shape to cylindrical shape in seconds is known as Vee Bee degree.

This method is very suitable for very dry concrete whose slump value can't be measured by slump test, but the vibration is too vigorous for concrete with a slump greater than about 50 mm.

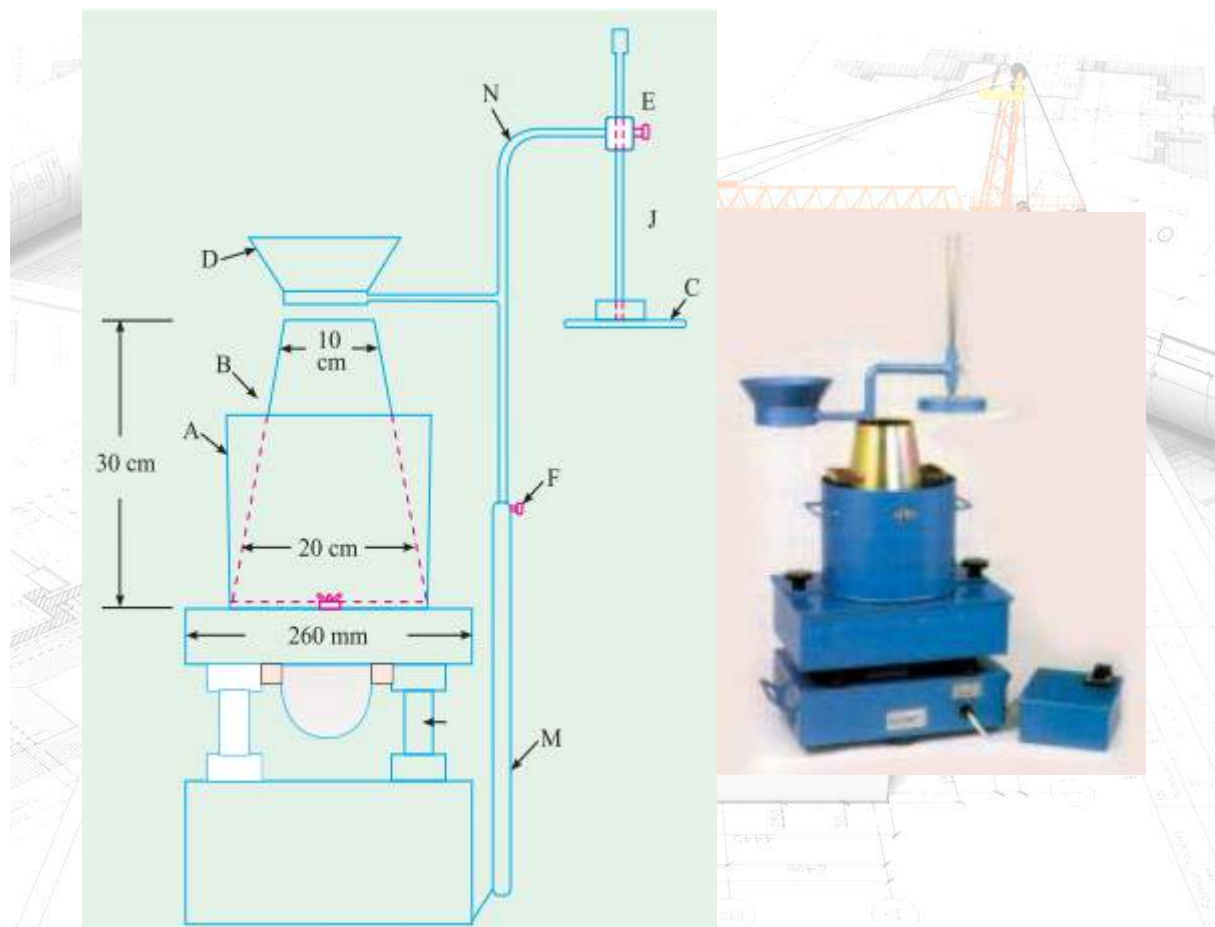


Fig. (4-20) Vee Bee Consistometer apparatus.





4-12-8 Setting Time of Concrete:

We have discussed about the setting time of cement in chapter two. Setting time of cement is founded out by a standard vicat apparatus in laboratory conditions. Setting time both initial and final indicate the quality of cement.

Setting time of concrete differs widely from setting time of cement. Setting time of concrete does not coincide with the setting time of cement with which the concrete is made. The setting time of concrete depends upon the w/cm ratio, temperature conditions, type of cement, use of mineral admixtures, use of plasticizers in particular retarding plasticizer.

The setting parameter of concrete is more of practical significance for site engineers than setting time of cement. When retarding plasticizers are used, the increase in setting time and the duration up to which concrete remains in plastic condition is of special interest.

The setting time of concrete is founded by pentrometer test. This method of test is covered by IS 8142 of 1976 and ASTM C-403. The procedure given below may also be applied to prepared mortar and grouts. The apparatus consists of a container which should have minimum lateral of 150 mm and minimum depth of 150 mm. There are six penetration needles with bearing area of 645, 323, 161, 65, 32, and 16 mm². Each needle stem is scribed circumferentially at a distance of 25 mm from the bearing area. Fig. (4-21) shows needle with different bearing area.

A device is provided to measure the force required to cause penetration of the needle. The test procedure involves the collection of representative sample of concrete in sufficient quantity and sieve it through 4.75 mm sieve and the resulting mortar is filled in the container. Compact the mortar by rodding, tapping, and rocking or by vibrating.

Level the surface and keep it covered to prevent the loss of moisture. Remove bleeding water, if any, by means of pipette. Insert a needle of

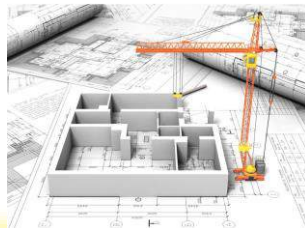




appropriate size depending on the degree of setting of the mortar in the following manner;

1. Bring the bearing surface of needle in contact with the mortar surface.
2. Gradually and uniformly apply a vertical force downwards on the apparatus until the needle penetrates to a depth of 25 ± 1.5 mm, as indicated by the scribe mark. The time taken to penetrate 25 mm depth could be about 10 seconds.
3. Record the force required to produce 25 mm penetration and the time of inserting from the time water is added to cement.
4. Calculate the penetration resistance by deviding the recorded force by the bearing area of the needle (This is the penetration resistance). For the subsequent penetration avoid the area where the mortar has been disturbed. The clear distance should be two times the diameter of the bearing area. Needle is inserted at least 25 mm away from the wall of container.
5. Plot a graph of penetration resistance as ordinate and elapsed time as abscissa. Not less than six penetration resistance determination is made. Continue the tests until one penetration resistance of at least 27.6 MPa is reached. Connect the various points by a smooth curve.
6. From penetration resistance equal to 3.5 MPa, draw a horizontal line. The point of intersection of this with the smooth curve is read on the X-axis which gives the initial setting time. Similarly a horizontal line is drawn from the penetration resistance of 27.6 MPa and point it cuts the smooth curve is read on the X-axis which gives the final set.





A typical graph is shown in Fig. (4-22) below.



Fig. (4-21) Needle with different bearing area.

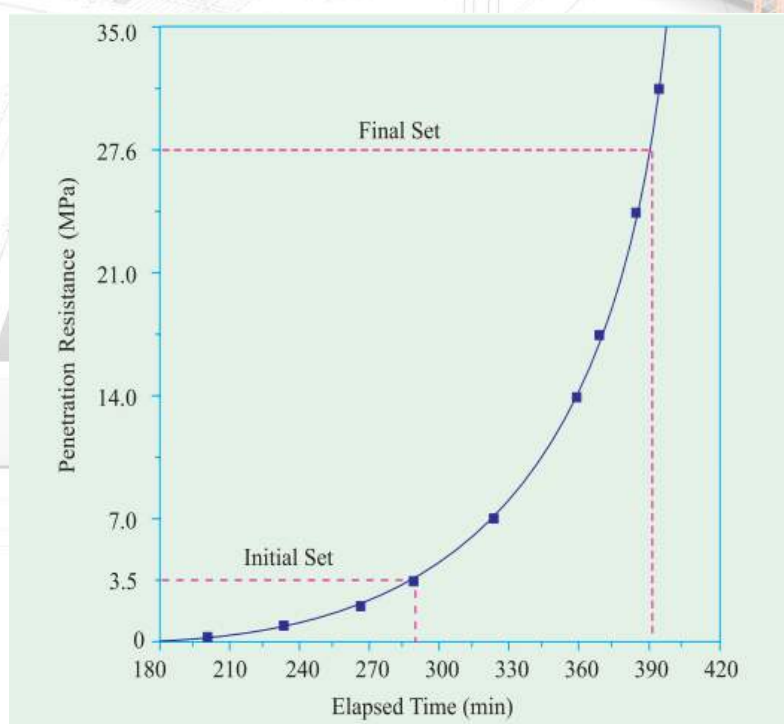
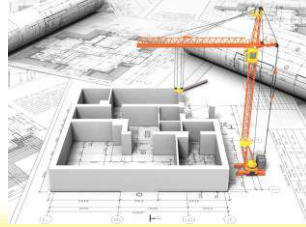


Fig. (4-22) Typical graph for determining initial & final setting times of fresh concrete.





الفصل الخامس : الخرسانة المتصلبة (Hardened Concrete).

المحاضرة التاسعة عشر : مقاومة الخرسانة (نظري، 2 ساعة).

1-5 مقاومة الخرسانة (Strength of Concrete):

أن مقاومة الخرسانة تتعلق بصورة مباشرة بهيكل وبنية عجينة السمنت المتصلبة، تعد مقاومة الخرسانة من أهم خواصها وذلك لكونها تعطي صورة شاملة عن نوعيتها، كما أنها دليل جيد لخواصها الأخرى، وفي حالات أخرى تكون الديمومة وعدم النفاذية أهم من المقاومة في حال تعرض الخرسانة لتأثيرات فيزيائية وكيميائية متعاقبة. أن الخرسانة ذات المقاومة العالية تكون أكثر صلابة وأقل نفاذيةً للماء بالإضافة الى أنها ذات مقاومة أعلى للتغيرات الجوية والمؤثرات الأخرى. ومن ناحية أخرى تبدي الخرسانة ذات المقاومة العالية ألكماش أقل وقابلية تمددية أقل مما يؤدي الى حصول التشققات. وقد تشكل مقاومة الخرسانة عاملاً أساسياً في:

1. تحديد المواصفات.
2. السيطرة النوعية.
3. تقدير تأثير العوامل المختلفة مثل:





1-3 المواد المستعملة.

2-3 نسب الخلط.

3-3 طرق إنتاج الخرسانة.

4-3 ظروف المعالجة.

أن مقاومة الخرسانة ناتجة من:

(i) مقاومة الملاط.

(ii) قوة التلاصق بين الملاط والركام الخشن.

(iii) مقاومة حبيبات الركام الخشن للأجهادات المسلطة.

1-1-5 طبيعة مقاومة الخرسانة:

يعبر عن مقاومة الخرسانة المستعملة للأغراض الإنشائية بالأجهاد (القوة/ المساحة)

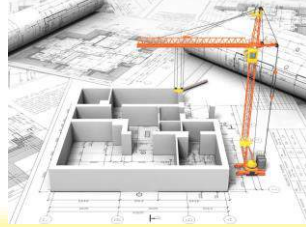
اللازمة لتصدها، وأن التصدع قد يكون نتيجة لـ:

1. أجهادات الشد (Tensile Stresses)، مما يسبب فقدان التماسك.

2. أجهادات الأنضغاط (Compressive Stresses).

3. أجهادات القص (Shear Stresses).





تكون مقاومة الخرسانة في الشد والقص أضعف منها في الأنضغاط، تعد الخرسانة مادة
قصيفة (Brittle) مع أنها تبدي مقدار قليل من السلوك اللدن (Plastic Behavior)، أذ
تحت تأثير حمل ثابت يحصل التصدع مع حصول مقدار قليل من الأنفعال الكلي (Total
Strain)، حيث يعد الأنفعال الذي مقداره بين (0.001-0.005) حداً أعلى للسلوك
القصيف.

1-1-1-5 مقاومة الأنضغاط (Compressive Strength):

أن معظم المنشآت الخرسانية مصممة على اعتبار أن الخرسانة تقاوم أجهادات الأنضغاط
فقط، في حين تصمم الخرسانة المستخدمة في إنشاء الطرق لمقاومة أجهادات الشد. لأغراض
التصميم الإنشائي تعد مقاومة الأنضغاط المعيار في تحديد نوعية الخرسانة، حيث يمكن حساب
مقاومة الأنضغاط من حاصل قسمة الحمل عند الفشل على مساحة مقطع النموذج المعرضة
للتحميل.

تعتمد المواصفة القياسية البريطانية شكل المكعب للنموذج الخرساني بأبعاد (100 *
100 * 100) ملم أو (150 * 150 * 150) ملم، في حين تعتمد المواصفة القياسية الأمريكية
الشكل الأسطواني، وعندما يكون النموذج الأسطواني ذو ارتفاع مساو الى ضعفي القطر





يعد هذا النموذج هو النموذج القياسي وفيما عدا ذلك يلجأ الى تصحيح القيم المستحصلة
حسب الجدول (1-5) أدناه.

جدول (1-5) معامل التصحيح القياسي لمقاومة نماذج أسطوانية ذات نسب مختلفة للأرتفاع/ القطر.

معامل التصحيح للمقاومة		نسبة الأرتفاع/ القطر
المواصفة القياسية البريطانية (B.S.) (1881:1970)	المواصفة القياسية الأمريكية (ASTM) (C42-68)	
1.00	1.00	2.00
0.98	0.99	1.75
0.96	0.97	1.50
0.94	0.94	1.25
0.92	0.91	1.00





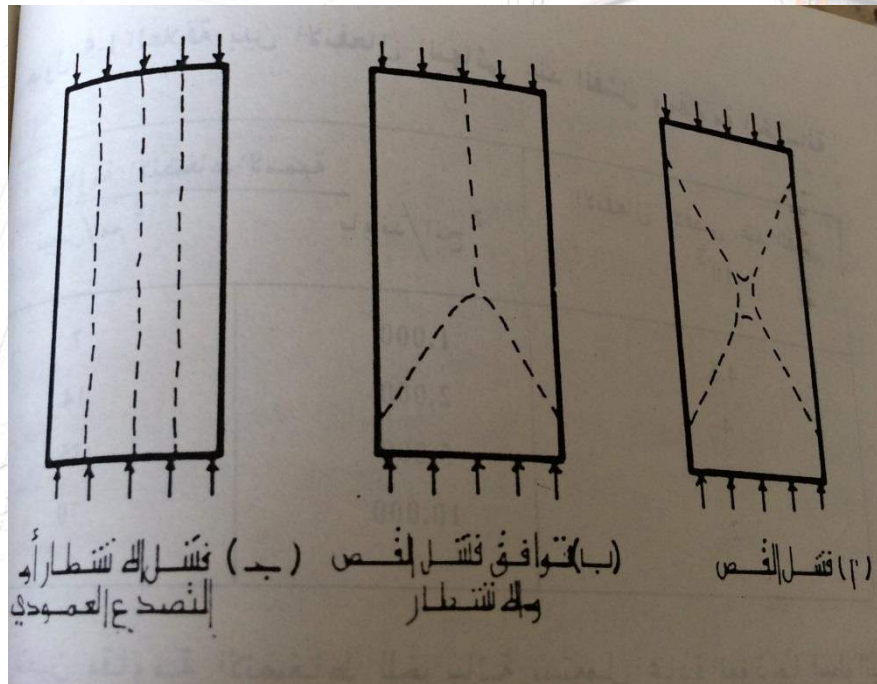
أنواع الفشل.

توجد 3 حالات للفشل كالتالي:

(1) فشل القص (Shear Failure).

(2) فشل الأنشطار أو التصدع العمودي (Splitting Failure).

(3) فشل القص والأنشطار (Shear & Splitting Failure).



شكل (1-5) أنواع الفشل النموذجية لنماذج فحص خرسانة قياسية تحت الأنضغاط.





تم معالجة المكعبات بالطريقة الرطبة (أستخدام الماء) لمدة 7-28 يوماً بدرجة حرارة 20 م°،
وبعدها يعرض النموذج للتحميل خلال (2-3) دقائق، وتتراوح المقاومة ما بين (15-40) نت / ملم²،
وتقسم الخرسانة من حيث التحمل الى:

- 1) خرسانة واطئة التحمل، والتي يكون معدل تحملها أقل من 17.5 نت / ملم².
- 2) خرسانة ذات تحمل معتدل، والتي يكون معدل تحملها بمحدود (17.5-35.0) نت / ملم².
- 3) خرسانة ذات تحمل عالي، والتي يكون معدل تحملها أعلى من 35 نت / ملم².

أن مقاومة النموذج الخرساني المكعب للأنضغاط تكون أعلى من النموذج الأسطواني، وقد بينت
المواصفات القياسية هذه القيمة بالعلاقة التالية:

$$f'_c = 0.8 f_{cu}$$

$$\sigma_{cube} = \sigma_{cyl} \times 1.25$$

مثال تطبيقي:

مكعب خرساني بأبعاد (150 * 150 * 150) ملم، تم فحص تحمله للأنضغاط وكان بمحدود 35
نت / ملم²، أوجد المقاومة المتوقعة للأنضغاط لنموذج أسطواني ذو نسبة ارتفاع/القطر 1.5، علماً أن





معامل التصحيح هو 0.96 حسب المواصفة القياسية البريطانية والمشار إليها في الجدول (1-5)
أعلاه.
الحل:

مقاومة الانضغاط للأسطوانة القياسية = $0.8 \times$ مقاومة الانضغاط للمكعب.

$$35 \times 0.8 =$$

$$28 \text{ نت / ملم}^2 =$$

مقاومة الانضغاط للأسطوانة القياسية = مقاومة الانضغاط للأسطوانة الغير قياسية * معامل
التصحيح.

$$28 = \text{مقاومة الانضغاط للأسطوانة غير القياسية} \times 0.96$$

أذن:

$$\text{مقاومة الانضغاط للأسطوانة غير القياسية} = 29.16 \text{ نت / ملم}^2$$

2-1-1-5 مقاومة الشد (Tensile Strength):

أن الخرسانة بصورة عامة لاتقاوم أجهادات الشد، ولكن من الضروري معرفة مقاومة الخرسانة

للشد وذلك لـ :





1) تقدير الحمل الذي تحصل عنده التشققات في الخرسانة، حيث أن خلو الخرسانة من

التشققات ضروري جداً لديمومة المنشأ ومنع صدأ حديد التسليح، ومعظم التشققات

في الخرسانة تتكون بسبب:

1-1 تقييد التقلص أو الانكماش الناتج من الجفاف.

2-1 الانحدار الكبير في تدرج الحرارة خلال المقطع الخرساني.

2) تفهم سلوك الخرسانة.

تكون مقاومة الشد بمحدود (7-11)% من مقاومة الأنضغاط، وكلما أرتفعت مقاومة الأنضغاط

تقل مقاومة الشد النسبية.

تعيين مقاومة الشد.

لا تتوفر فحوصات قياسية للشد المباشر للأسباب التالية:

1. لصعوبة تثبيت النماذج.

2. لعدم وضوح الأحمادات الثانوية المتكونة بتأثير وسيلة قبض النموذج.

لذلك تستعمل فحوصات غير مباشرة كفحص شد الأنشطار (Splitting Tension Test)

(وحسب التفاصيل المبينة في المواصفة القياسية الأمريكية (ASTM C496-71)، وخطوات

الفحص كالتالي:





(1) تستعمل نماذج أسطوانية بمقاس (150 * 300) ملم.

(2) تحضر النماذج أعلاه وتعالج بطريقة مماثلة لنماذج فحص مقاومة الانضغاط.

(3) يتم حساب مقاومة شد الأنشطار من العلاقة التالية:

$$\sigma = \frac{2P}{\pi \times d \times l}$$

σ : (مقاومة شد الأنشطار، نت/م²).

P : (الحمل الأقصى للأنضغاط المسلط، نت).

d : (طول الأسطوانة، ملم).

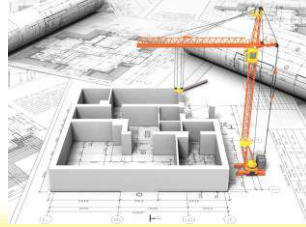
l : (قطر الأسطوانة، ملم).

أن مقاومة الشد المحسوبة بهذه الطريقة تكون 15% أكبر من تلك المقدرة بطريقة فحص الشد المباشر، وتكون بحدود (50-75)% من مقاومة الأثناء.

3-1-1-5 مقاومة الأثناء (Flexural Strength):

عندما تتعرض الخرسانة الى أحمال الأثناء تتطور فيها أجهادات الشد والانضغاط، وفي حالات عديدة أجهادات القص المباشر. أن أكثر المنشآت الخرسانية الاعتيادية عرضة للأثناء هي بلاطات





الطرق (Road Slabs) ومداخل المطارات. ويعبر عن مقاومة الأثناء بمعامل التصدع (Modulus of Rupture) حيث يمثل الحد الأقصى لأجهادات الشد للألياف (Fibers) الموجودة في الطرف السفلي لنموذج الفحص والذي يكون بهيئة عتبة (Beam) ذات أبعاد قياسية معرضة للانحناء.

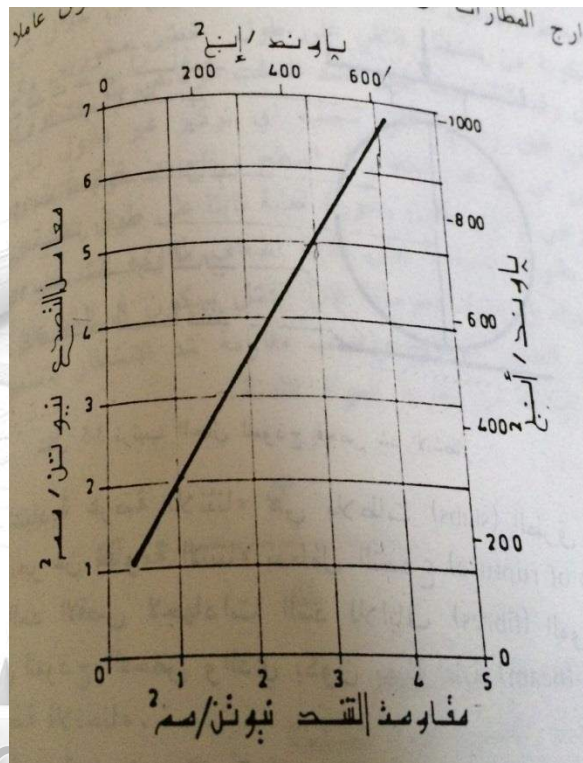
وبالنظر لصعوبة إيجاد مقاومة الشد المباشر للخرسانة، فإن معامل التصدع يستعمل كتقدير لمقاومة الشد المباشر، وأن قيمة معامل التصدع تعتمد على الافتراضات التالية المتخذة في الحسابات:

1. يتناسب الأجهاد في الألياف مع بعدها عن محور التعادل (Neutral Axis) للعتبة.

2. شكل مخطط الأجهاد يكون مثلثاً.

وبما أن الافتراضات التي تعتمد عليها معادلة الأثناء ليست حقيقية في حدود الأجهادات العالية والقريبة من فشل النموذج، فإن الشكل الحقيقي لمخطط الأجهاد قرب الفشل يكون بشكل منحنى مكافئ وليس مثلثاً، لذا فإن معامل التصدع يعطي تقديراً مبالغاً به لمقاومة الشد مقارنةً مع قيمة فحص الشد المباشر وحسب مامين في الشكل (5-2)، حيث أن معامل التصدع يكون بحدود (60-100)% أعلى من مقاومة الشد المباشر، وبحدود (11-23)% من قيمة مقاومة الأنضغاط.





شكل (2-5) العلاقة بين معامل التمدد ومقاومة الشد المباشر.

بالرغم من ذلك فإن معامل التمدد يكون مفيداً جداً وخاصة فيما يتعلق بتصميم بلاطات الطرق ومداخل المطارات لأن شد الأنشاء في مثل هذه الحالات يكون عاملاً محرجاً. تعتمد قيمة معامل التمدد على أبعاد العتبة إضافة الى أماكن تثبيت الأحمال. وهناك أسلوبان لتسليط الأحمال، حيث تستعمل في الأسلوب الأول نقطة وسطية اذ تعطي عزم أنحناء موزعاً بشكل مثلث ويحصل الأحماد الأقصى في مقطع واحد فقط من العتبة.





أما في الأسلوب الثاني تستعمل نقطتين متناظرتين على طول العتبة حيث يحصل عزم أنحناء ثابت بينهما، وفي هذا التوزيع للأحمال يكون قسماً من السطح الأسفل للعتبة وعادةً الثلث الوسطي من مسافة الأمتداد (Span) معرضاً للأحماد الأقصى وسينتج عن ذلك ابتداء التشققات الحرجة في أي مقطع غير قوي بدرجة كافية لمقاومة هذا الأحماد، ومن ناحية أخرى في حالة نقطة التحميل الوسطية يحدث الفشل بصورة عامة فقط عندما تنفذ مقاومة الألياف المتواجدة تحت نقطة التحميل مباشرة.

ويتبين مما ورد في أعلاه أن احتمالية وجود جزء ضعيف (بأي مقاومة معينة) معرض للأحماد الحرج تكون أكبر بكثير في حالة استعمال أسلوب نقطتي التحميل منها في حالة استعمال نقطة التحميل الوسطي، وبما أن الخرسانة تتكون من أجزاء بمقاومات مختلفة فمن المتوقع أن يشير معامل التصدع لفحص نقطتي التحميل الى قيمة أقل من تلك المستحصلة بتأثير نقطة التحميل الوسطية، علماً أن أسلوب التحميل باستخدام النقطة الوسطية أهمل كفحص قياسي في المواصفات العالمية.

أن فحص نقطتي التحميل مبين في المواصفة القياسية البريطانية (B.S. 1881:1970) لعتبة ذات مقاس (150 * 150 * 750) ملم مركزة على مسافة أمتداد 600 ملم عندما لا يتجاوز المقاس الأقصى للركام 25 ملم، ومن الممكن استعمال عتبة ذات مقاس (100 * 100 * 500) ملم ومسافة أمتداد 400 ملم. تشير المواصفة القياسية البريطانية والأمريكية الى أنه في حالة وقوع التصدع في





الثالث الوسطي للعتبة يمكن احتساب معامل التصدع من الاعتبارات النظرية المرنة الاعتيادية ويكون مساوياً الى:

$$f_b = \frac{pl}{bd^2}$$

حيث أن:

f_b : (معامل التصدع، نت / ملم²).

p : (الحمل الأقصى المسلط على العتبة، نت).

l : (مسافة الأمتداد، ملم).

b : (عرض العتبة، ملم).

d : (عمق العتبة، ملم).

ولكن في حالة وقوع التصدع خارج نقاط التحميل على سبيل المثال عندما يكون على بعد من المسند القريب، فإن معامل التصدع يحسب من المعادلة التالية:

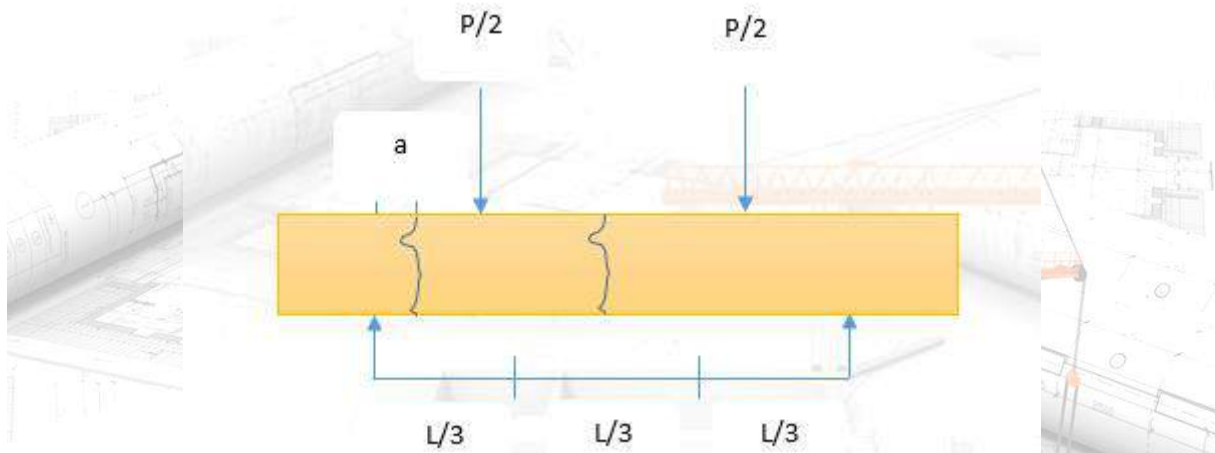
$$f_b = \frac{3pa}{bd^2}$$

مما يشير الى أنه في الحسابات يستعمل الأجهاد الأقصى في المقطع الحرج وليس الأجهاد الأقصى على العتبة، المواصفة القياسية أعلاه تشير الى ضرورة أهمل الفحص عند حصول فشل في المقطع





بحيث أن $L > 0.05 (L/3-a)$. الشكل (3-5) يوضح استخدام نقطتي التحميل والحالتين عندما يكون الفشل في الثلث الوسطي، وعندما يكون على بعد a من المسند القريب.



شكل (3-5) التحميل باستخدام أسلوب النقطتين.

4-1-1-5 مقاومة القص (Shear Strength):

أن أحمادات القص ترافق أحمادات الشد والأنضغاط، ويحصل القص الصرف (Pure Shear) فقط في حالة التواء نموذج أسطواني، لا توجد فحوصات قياسية دقيقة لتقدير قيمة مقاومة القص مع العلم أن بعض الباحثين قد أشاروا إلى أنها أعلى من مقاومة الشد للخرسانة بحدود (20-30)%.

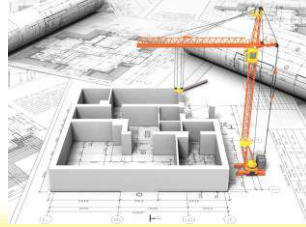




5-1-1-5 مقاومة الكلال (Fatigue Strength):

تنج عن تعرض المنشآت الخرسانية الى أحمال مكررة فيحصل الفشل بسبب الجهد أو الكلال،
يعبر عن نتائج فحوصات الجهد أو الكلال بعلاقة يانية بين الأحماد وعدد دورات تسليط الحمل والتي
تؤدي الى الفشل (حوالي 15 مليون مرة).





الفصل الخامس : الخرسانة المتصلبة (Hardened Concrete).

المحاضرة العشرون : العوامل المؤثرة على مقاومة الخرسانة (نظري، 2 ساعة).

2-5 العوامل المؤثرة على مقاومة الخرسانة:

أن العوامل التي تؤثر على مقاومة الخرسانة هي:

(1) نسبة الماء / المواد السمنتية.

أن مقاومة الخرسانة في عمر معين والمعالجة بدرجة حرارة محددة تعتمد على نسبة الماء / المواد السمنتية ودرجة الرص، وعندما تكون الخرسانة مرصوفة كلياً (تحتوي 1% من حجمها فجوات هوائية) فإن مقاومتها تؤخذ على اعتبار تناسبها العكسي مع نسبة الماء / المواد السمنتية، وكما مبين في قانون (Duff-Abrams) أذ وجد أن المقاومة تساوي:

$$S = \frac{K_1}{K_2^{w/c}}$$

حيث أن:

S : (مقاومة الخرسانة، نت / ملم²).

K_1 : (ثابت عملي يحسب من التجارب النخبية).

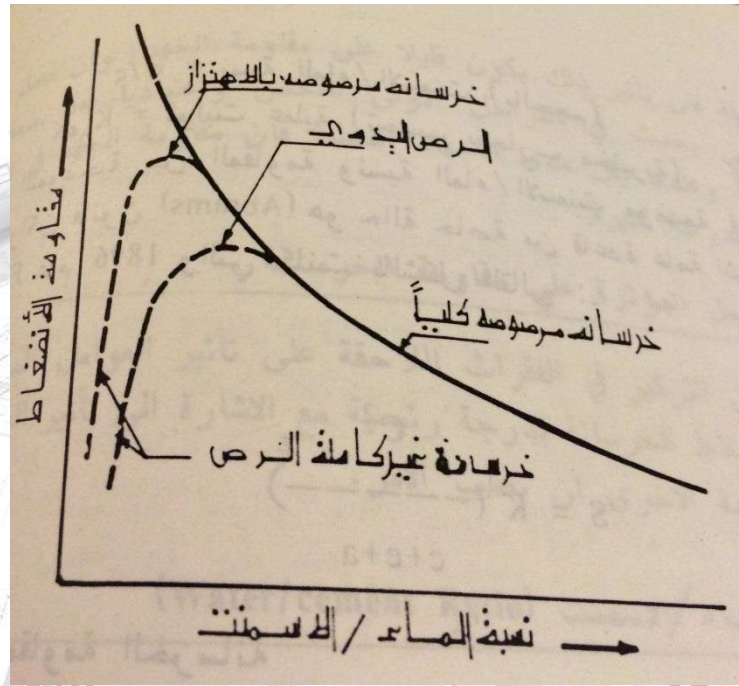
K_2 : (ثابت عملي يحسب من التجارب النخبية).





(نسبة الماء / المواد السمنتية): w/c .

والعلاقة النموذجية بين المقاومة ونسبة الماء / المواد السمنتية موضحة في الشكل (4-5).



شكل (4-5) العلاقة بين المقاومة ونسبة الماء / المواد السمنتية في الخرسانة.

أن كل من درجة الرص ونسبة الماء / المواد السمنتية في أي مرحلة من مراحل عملية الأمانة تؤثران على حجم الفجوات في الخرسانة. مقاومة الخرسانة تتأثر بجميع أنواع الفجوات والمسامات وتشمل:

1. فجوات الهواء المحصور.

2. المسامات الشعرية.





3. مسامات الجل.

4. فجوات الهواء المقصود أن وجدت.

(2) نسبة الجل / الفراغ.

هي النسبة بين حجم السمنت الممتلئ الى حجم السمنت الممتلئ مضافاً اليه المسامات الشعرية.

$$\text{نسبة الجل / الفراغ} = \frac{\text{حجم السمنت الممتلئ}}{\text{حجم السمنت الممتلئ} + \text{حجم المسامات الشعرية}}$$

تعتمد مقاومة الخرسانة عند أي نسبة ماء / المواد السمنتية على:

1. درجة أمانة السمنت.

2. خواص السمنت الكيميائية والفيزيائية.

3. درجة الحرارة التي تحدث عندها الأمانة.

4. محتوى الهواء في الخرسانة.

5. حصول التشققات نتيجة النضح.

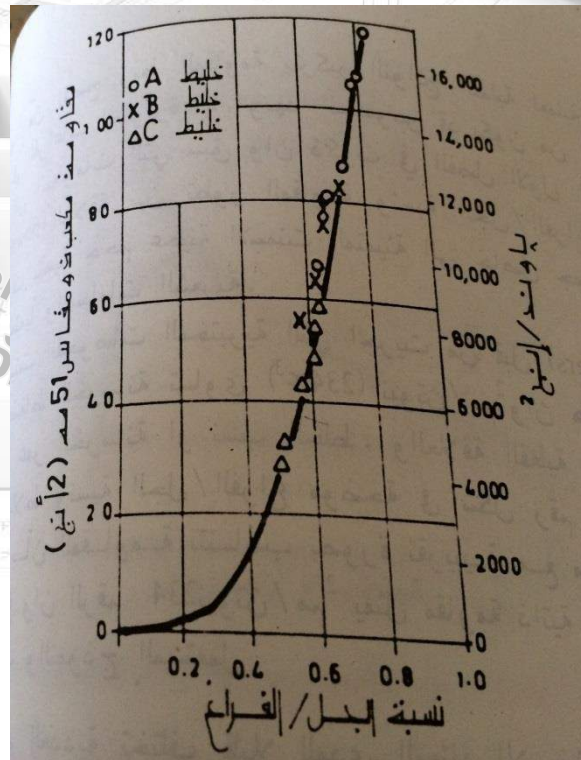
ومن الأصح ربط المقاومة بتركيز النواتج الصلبة لعملية الأمانة في الفراغات المتوفرة لها. وقد

بينت الفحوصات المختبرية التي أجريت من قبل الباحث (Powers) بأن مقاومة الأنضغاط للخرسانة





تساوي $234 X^3$ نت / ملم² وأن هذه العلاقة لا تعتمد على عمر الخرسانة أو نسب الخلط. والعلاقة الفعلية بين مقاومة الأنضغاط للملاط ونسبة الجل / الفراغ موضحة في الشكل (5-5) والتي يتبين منها بأن المقاومة تتناسب بصورة تقريبية مع مكعب نسبة الجل / الفراغ، وأن الرقم 234 نت / ملم² يمثل مقاومة ذاتية للجل الخاص بنوع السمنت والنموذج المستعمل. أن القيم العددية تختلف قليلاً للمدى المعتاد للسمنت البورتلاندي ماعدا في حالة ارتفاع محتوى الـ (C_3A) إذ يؤدي ذلك الى انخفاض المقاومة بنسبة محددة من الجل / الفراغ.



شكل (5-5) العلاقة بين مقاومة الأنضغاط للملاط ونسبة الجل / الفراغ.





(3) الماء الفعال في الخليط.

هو الماء الذي يشغل الفراغات خارج حبيبات الركام في مرحلة أستقرار حجم الخرسانة (أي في وقت التجمد). وأن الماء في الخرسانة يشمل الماء المضاف الى الخليط والماء المحجوز من قبل الركام عند وقت وضعه في الخلطة، حيث أن الركام المستعمل في الخرسانة أما أن يكون رطباً أو جافاً (حسب ظروف الأستخدام)، فإذا كان رطباً فأن قسماً من الماء يكون محجوزاً في البنية المسامية للركام، والقسم الآخر يكون حراً على سطح الركام وهو لا يختلف عن الماء المضاف الى الخليط وبذلك ينبغي تقليل وزن الماء المضاف الى الخليط.

وأذا كان الركام جافاً فإنه يمتص قسم من الماء المضاف الى الخليط من قبل الركام خلال النصف ساعة الأولى وبذلك ينبغي زيادة الماء المضاف الى الخليط بقدر وزن الماء الممتص من قبل الركام، لذا يستند تصميم الخلطات الخرسانية في المواصفات على أساس ركام مشبع وجاف السطح.

(4) تأثير الركام الخشن.

يشمل تأثير الركام ماييلي:

1-4 تأثير نوع الركام.

أن تأثير نوع الركام ذو الوزن الاعتيادي والتدرج المعلوم على مقاومة الانضغاط يكون ثانوياً لكون الركام أقوى من عجينة السمنت.





2-4 تأثير المقاس الأقصى للركام.

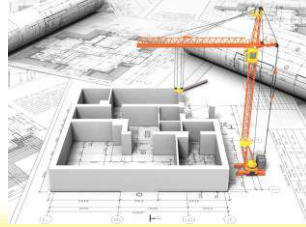
لنوع معين من الركام المتدرج جيداً وبثبيت محتوى السمنت والقوام، فإن الركام ذو المقاس الكبير:

- (a) يحتاج الى ماء أقل من الركام الذي يكون مقاسه أصغر.
- (b) يعطي مقاومة أقل بسبب الأجهادات الناتجة عن تقييد الانكماش من قبل حبيبات الركام والتي تؤدي الى:
 - (i) تشقق عجينة السمنت المحيطة بالحبيبات الكبيرة.
 - (ii) فقدان التلاصق بين الركام والسمنت.

3-4 الملمس السطحي لحبيبات الركام.

لقد وجد عن طريق الفحوصات المختبرية وبأستعمال الذبذبات فوق السمعية (Ultrasonic Pulses) بأن التشققات العمودية في النموذج الخرساني المعرض لأنضغاط عمودي المحور تبدأ تحت تأثير حمل مساوي الى (50-75)% من الحمل الأقصى، ومقدار الأجهاد الذي تتكون فيه التشققات يعتمد بدرجة كبيرة على خواص الركام الخشن، فالحصى الناعم الملمس يؤدي الى ظهور التشققات بأجهادات أقل مما لو أستعمل الحصى الخشن





الملمس والحجر الزاوي المكسر، ومن المحتمل أن يعود سبب ذلك للألتصاق الميكانيكي
والمتأثر بالخواص السطحية ودرجة معينة لشكل الركام الخشن.

(5) تأثير محتوى السمنت في الخليط.

تعد نسبة الركام/ السمنت عامل ثانوي في تحديد مقاومة الخرسانة، ولكنها تؤثر على مقاومة
جميع الخلطات ذات المقاومة المتوسطة والعالية (35 نت / ملم² أو أكثر). ولقد وجد بأن تثبيت
نسبة الماء/ المواد السمنتية لخليط فقير بالسمنت والحاوي على كمية أكبر من الركام بأنه يعطي
مقاومة أعلى كما موضح في الشكل (5-6)، والسبب في هذا السلوك قد يرجع الى:

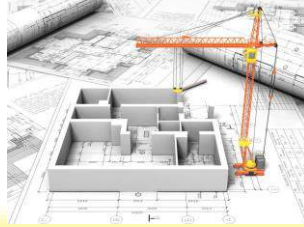
1. زيادة كمية الركام التي تؤدي الى زيادة كمية الماء الممتص من قبله مما يؤدي
الى قلة نسبة/ المواد السمنتية الفعالة.

2. أنه من المحتمل أن ينخفض محتوى الماء الكلي لكل متر مكعب من الخرسانة
في الخليط الفقير بالسمنت مقارنة مع الخليط الغني بالسمنت حيث تشكل
الفراغات جزء صغير من الحجم الكلي للخرسانة.

ومن الضروري تحديد كمية الحد الأدنى للسمنت في الخليط من أجل:

1. تغليف كل حبيبات الركام بطبقة من السمنت.
2. ملئ الفراغات بين حبيبات الركام وربط أجزاء الخليط مع بعضها البعض.

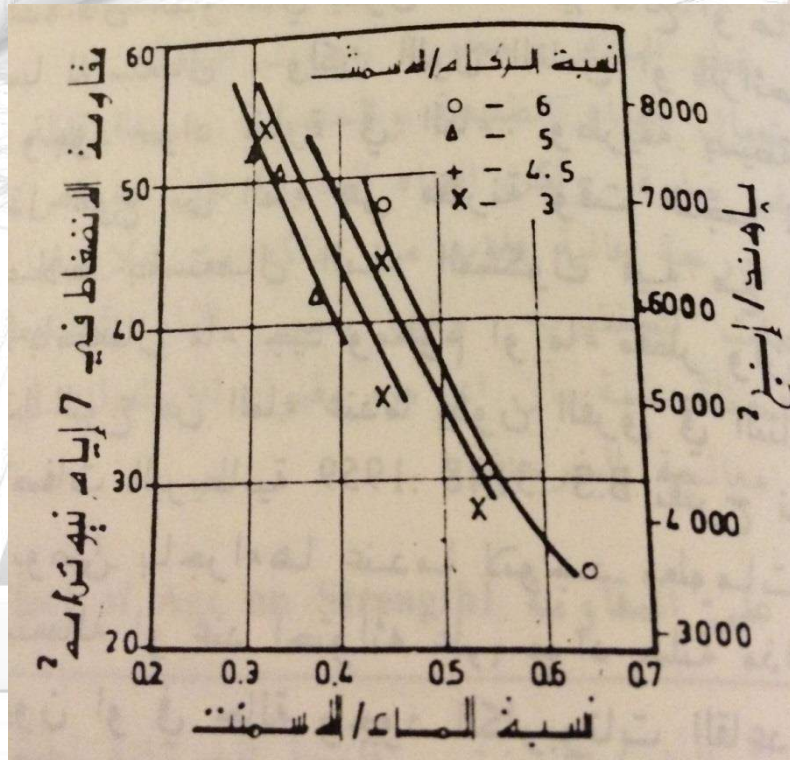




3. جعل الخليط كتلة متماسكة وغير قابلة للانغزال.

4. تقليل نفاذية الخرسانة.

5. تسهيل قابلية تشغيل الخليط وعمليات الأنهاء.



شكل (5-6) تأثير نسبة الركام/ السمنت على مقاومة الخرسانة.





(6) نوعية ماء الخلط.

أن وجود الشوائب في ماء الخلط قد يؤثر على:

1. تجمد السمنت.
2. مقاومة الخرسانة عكسياً.
3. تلوث سطح الخرسانة.
4. صدأ حديد التسليح.

أن من الضروري الأخذ بنظر الاعتبار مدى ملائمة الماء المستعمل في الخلط والمعالجة، حيث تحدد المواصفات القياسية نوعية الماء المستعمل في الخلط وتشير الى أنه يمكن أستعمال الماء الصالح للشرب والذي نادراً ما يحتوي على مواد صلبة مذابة. أن الماء الغير صالح للشرب غالباً ما يكون مقبولاً للأستعمال في الخرسانة، وكقاعدة عامة فإن الماء الذي يكون طعمه غير مالح أو ضارب الى الملوحة يكون مناسباً للأستعمال، ولكن اللون الغامق والرائحة الكريهة لاتعني بالضرورة وجود مواد ضارة. هنالك طريقة بسيطة لتقدير صلاحية أستعمال هذا النوع من الماء وهي مقارنة وقت التجمد للسمنت ومقاومة مكعبات الملاط بأستعمال الماء المشكوك فيه مع النتائج المناظرة والمستحصلة بأستعمال ماء جيد ومعلوم أو ماء مقطر، وأن المواصفات تسمح بأستعمال هذا النوع عندما يكون الفرق في النتائج بحدود 10%.





(7) تأثير العمر.

تعتمد حسابات تصميم المنشآت الخرسانية على مقاومة الخرسانة بعمر 28 يوماً، وأعتبر أن أي زيادة في المقاومة بعد عمر 28 يوماً كمساهمة في رفع عامل الأمان للمنشأ، ولكن في الوقت الحالي وبحسب المواصفة القياسية البريطانية الزيادة الحاصلة بمقاومة الخرسانة (بعد عمر 28 يوم ولحين تسليط الحمل على المنشأ)، ومن الضروري معرفة معدل حصول الخرسانة على المقاومة قبل عمر 28 يوماً وذلك:

1. لتدقيق مدى ملائمة الخليط المستعمل.

2. لأختصار عامل الزمن والأنتظار.

ومع ذلك يكون من الصعب تقدير مقاومة الخرسانة بعمر 28 يوماً من المقاومة المستحصلة مختبرياً بعمر 7 أيام للأسباب التالية:

1. لصعوبة السيطرة على ظروف المعالجة بصورة دقيقة.

2. لوجود اختلاف في معدل سرعة تصلب السمنت التجاري.

3. الخلطات الحاوية على نسبة ماء/ مواد سمنتية واطئة لديها سرعة اكتساب

للمقاومة أكبر من الخلطات ذات نسبة ماء/ مواد سمنتية عالية، والسبب في





ذلك يعود الى أن حبيبات السمنت تكون أقرب الى بعضها وتكون نتيجة
لذلك شبكة مستمرة من الجل بصورة أسرع.

وفي حال عدم توفر معلومات محددة من المواد المستعملة، تعتمد العلاقة التالية

لأستنتاج المقاومة بعمر 28 يوماً:

$$\sigma_{28} = 1.5 \times \sigma_7$$

وتشير الفحوصات التي أجريت على خرسانة السمنت البورتلاندي الى أن $\frac{\sigma_{28}}{\sigma_7}$

تكون بمحدود 1.3 – 1.7، وهذه النسبة في الأجواء الحارة تميل الى كونها أقل من
تلك التي للأجواء الباردة.

(8) تأثير درجة الحرارة.

أن ارتفاع درجة الحرارة خلال معالجة الخرسانة يسرع التفاعلات الكيميائية لعملية الأماهة والتأثير
يكون إيجابياً على المقاومة المبكرة من دون حدوث تأثير سلبي على المقاومة في الأعمار المتأخرة، حيث
أن ارتفاع درجة الحرارة خلال وضع وتجمد الخرسانة يزيد من المقاومة المبكرة جداً، ولكنه قد يؤثر
بصورة عكسية على المقاومة بعمر 7 أيام فما فوق وتفسير ذلك يعود الى:

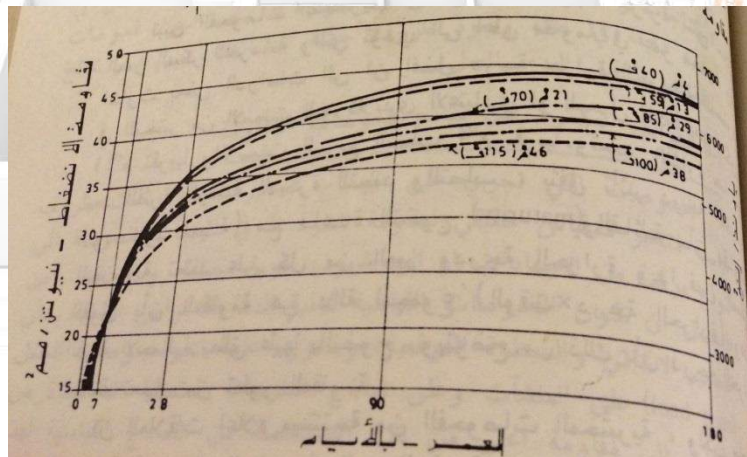




1. أن الأمهة البدائية السريعة تؤدي الى تكوين نواتج أمهة ذات بنية فيزيائية ضعيفة وكثيرة المسامية (نسبة الجل / الفراغ واطئة) مما يؤدي الى مقاومة ضعيفة.

2. عدم توفر الوقت الكافي للتوزيع المنتظم لنواتج عملية الأمهة في داخل المسامات الشعرية وبذلك تتكدس في مناطق معينة دون مناطق أخرى (نسبة الجل / الفراغ واطئة) مما يؤدي الى انخفاض المقاومة النهائية.

أن تأثير درجة الحرارة خلال الساعتين الأولى بعد الصب على تطور المقاومة موضح في الشكل (7-5).



شكل (7-5) تأثير درجة الحرارة خلال الساعتين الأولى بعد الصب على تطور المقاومة (كل النماذج غلفت ومن ثم عولجت بدرجة حرارة 21 م° بعد عمر ساعتين).





1-2-5 العوامل المؤثرة على نتائج فحوصات المقاومة.

أن الفحوصات التي تجرى على نماذج صغيرة وتحت ظروف قياسية لاتعد مقياس حقيقي لمقاومة الخرسانة في المنشأ، ومع ذلك تكون الفحوصات القياسية كافية الدقة لأغراض:

(i) التصميم الإنشائي.

(ii) السيطرة النوعية.

وقد يتطلب تفسير نتائج فحوصات المقاومة الأخذ بنظر الاعتبار التأثيرات المهمة لظروف الفحص ومنها:

(1) مقياس النموذج.

الخرسانة تتكون من أجزاء مختلفة المقاومة لذا فإنه كلما زاد حجم الخرسانة المعرضة للأحماد زاد احتمال تواجد جزء ضعيف ضمن هذا الحجم (تقل مقاومة النموذج المقاسة مقارنة مع نموذج ذو مقياس أصغر).

(2) ظروف الرطوبة.

تقل مقاومة الأنضغاط عندما يكون النموذج رطباً عند الفحص بسبب تمدد جل السمنت بواسطة الماء الملتصق بسطوحها مسبباً نقصان في قوى التماسك لجسيمات الجل الصلبة.





(3) معدل سرعة تسليط الحمل.

كلما قل معدل زيادة الأحماد المسلط كلما كانت قيمة المقاومة المسجلة أقل، وعند تسليط الحمل خلال فترة من 30-240 دقيقة يحصل الفشل بحمل مساو الى 84-88 % من المقاومة القصوى المستحصلة بتسليط الحمل بمعدل 12 نـت /م² دقيقة. ولغرض مقارنة النتائج المختلفة يكون من الضروري تسليط الحمل بمعدل سرعة قياسية بموجب المواصفات القياسية العالمية. هنالك عوامل أخرى تؤثر على مقدار المقاومة المقاسة منها:

1. اتجاه صب النموذج وورصه وعلاقة ذلك باتجاه الحمل المسلط.
2. درجة حرارة النموذج.
3. المقاس الأقصى للركام مقارنة مع حجم النموذج.
4. نوع صفيحة التحميل الخاصة بماكنة الفحص.





الفصل الخامس : الخرسانة المتصلبة (Hardened Concrete).

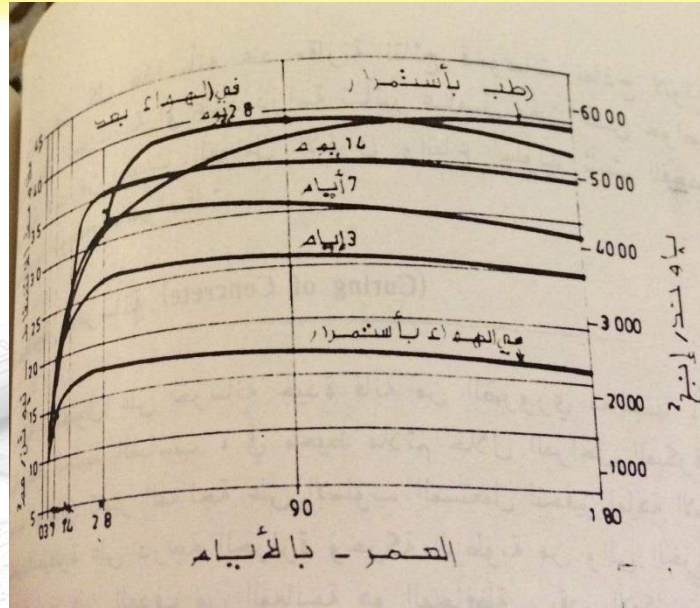
المحاضرة الحادية والعشرون : معالجة الخرسانة (نظري، 2 ساعة).

3-5 معالجة الخرسانة:

بعد صب الخرسانة تعالج في محيط ملائم خلال المراحل المبكرة من عملية التصلب للحصول على خرسانة جيدة. والمعالجة هي الأسلوب المستعمل لتحفيز أمانة السمنت ويشمل السيطرة على درجة الحرارة وحركة الرطوبة من وإلى الخرسانة، أو بعبارة أخرى هي المحافظة على أبقاء الخرسانة مشبعة أو قريبة من الأشباع لحين ملئ المسامات الشعرية بنتائج عملية الأمانة. وفي مواقع العمل وفي أحيان كثيرة تتوقف عملية المعالجة الفعالة قبل حصول الأمانة القصوى بفترة طويلة والشكل (5-8) يوضح تأثير المعالجة الرطبة على مقاومة الخرسانة ذات نسبة ماء/ مواد سمنتية مقدارها 0.5.

Concrete Technology Lecture
2nd Stage/Civil Eng. Department.
Dr. Ammar Saleem Khazaal





شكل (5-8) تأثير المعالجة الرطبة على مقاومة الخرسانة ذات نسبة ماء / مواد سمنتية

مقدارها 0.5.

أن ضرورة الحاجة الى المعالجة تأتي من حقيقة حصول أمهات السمنت فقط في حال:

(1) كون المسامات الشعرية مملوءة بالماء، لذا ينبغي منع فقدان الماء من المسامات الشعرية

نتيجة للتبخر، والماء المفقود بسبب الجفاف الذاتي ينبغي تعويضه من الماء الخارجي

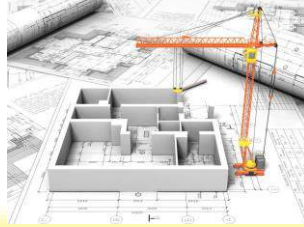
(أي يجب جعل دخول الماء الى الخرسانة ممكناً).

يعتمد تبخر الماء من الخرسانة بعد صبها مباشرة على:

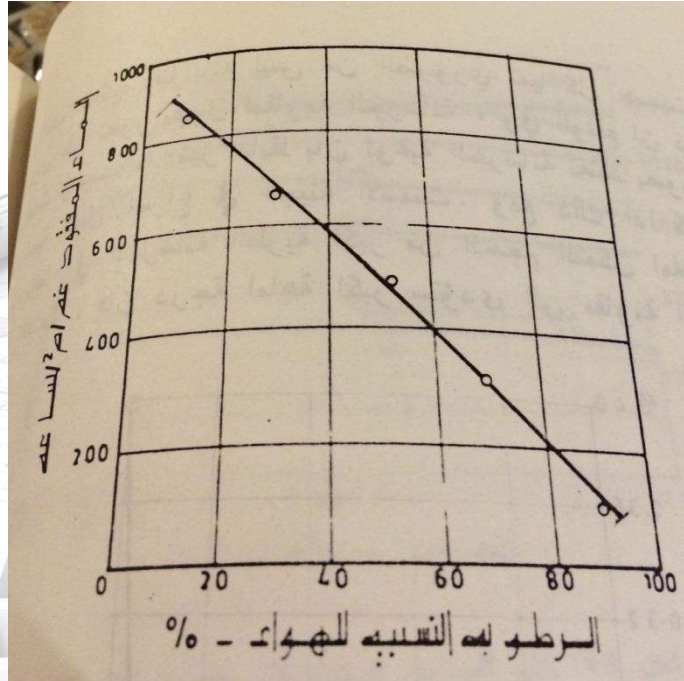
(i) الرطوبة النسبية للوسط المحيط بالخرسانة كما في الشكل (5-9).

(ii) درجة حرارة الهواء والخرسانة كما في الشكل (5-10).



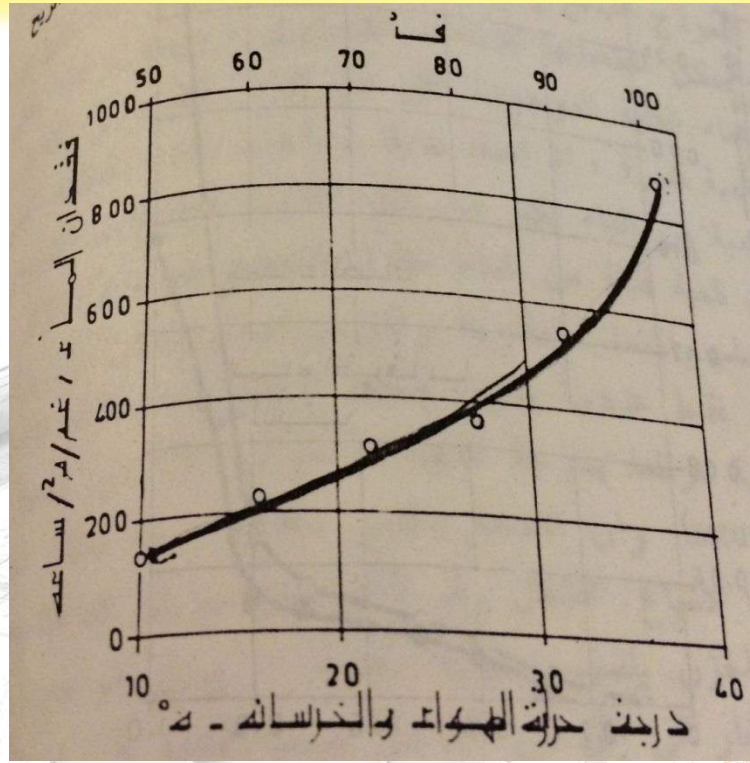
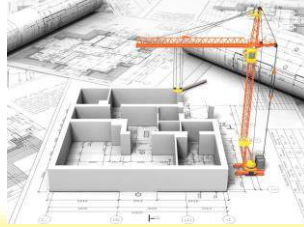


iii) سرعة الرياح كما في الشكل (5-11).



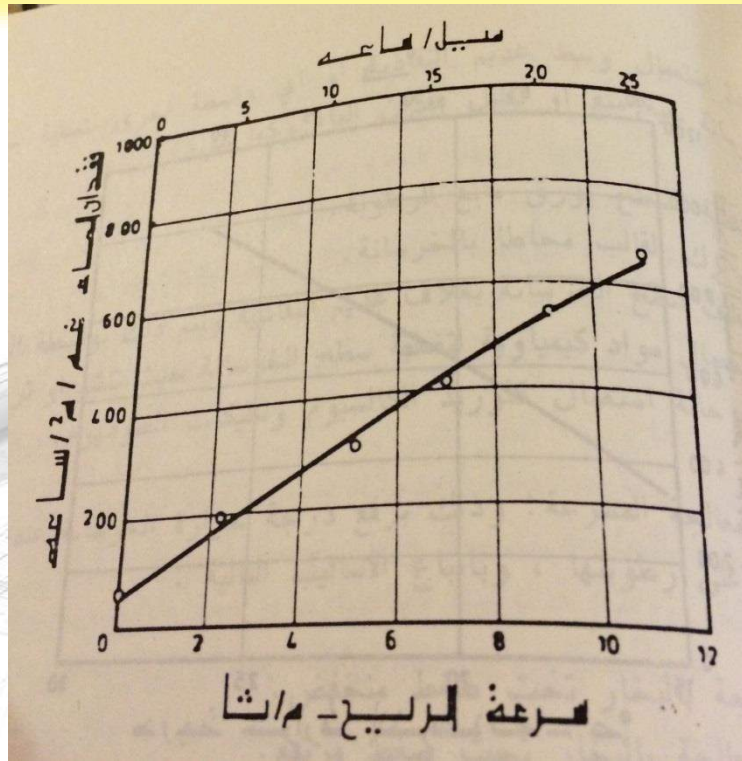
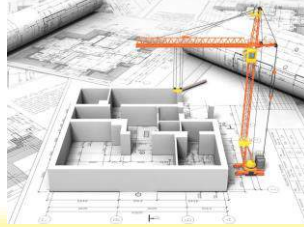
شكل (5-9) تأثير الرطوبة النسبية على فقدان الماء من الخرسانة في المراحل المبكرة
بعد الصب (درجة حرارة الهواء 21 م° وسرعة الرياح 4.5 م / ثانية).





شكل (5-10) تأثير درجة حرارة الهواء والخرسانة على فقدان الماء من الخرسانة في
المراحل المبكرة بعد الصب (الرطوبة النسبية للهواء 70% وسرعة الرياح 4.5 م/ثا).





شكل (5-11) تأثير سرعة الرياح على فقدان الماء من الخرسانة في المراحل المبكرة
بعد الصب (الرطوبة النسبية للهواء 70% ودرجة الحرارة 21 م°).

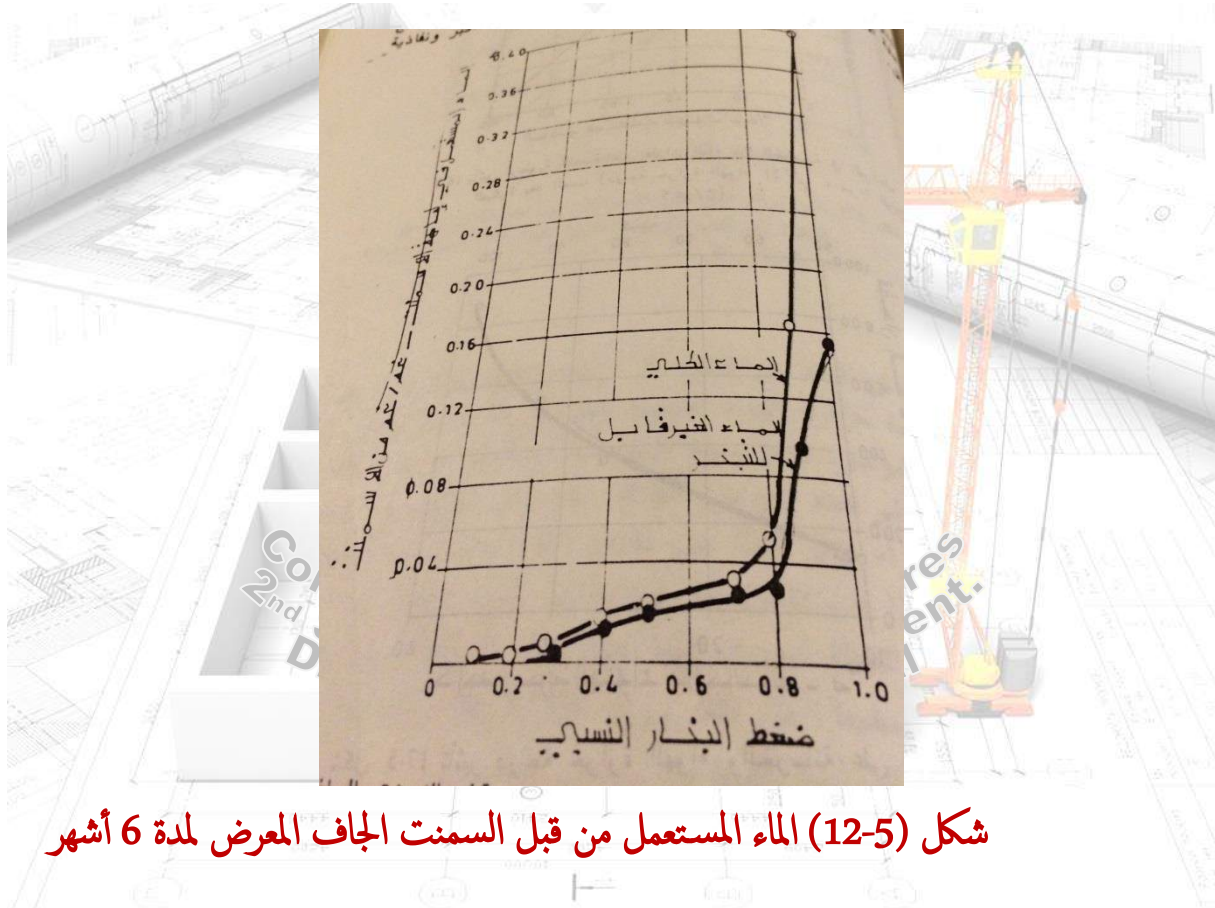




(2) عندما يكون ضغط البخار في المسامات الشعرية مرتفعاً بدرجة كافية بحدود 0.8 من

ضغط الأشباع، حيث تستمر الأماهة بأقصى معدل سرعة فقط تحت ظروف

الأشباع، كما موضح في الشكل (5-12).



شكل (5-12) الماء المستعمل من قبل السمنت الجاف المعرض لمدة 6 أشهر

لضغوط بخارية مختلفة.





1-3-5 طرق معالجة الخرسانة:

طرق معالجة الخرسانة تصنف الى 3 أصناف وهي:

(1) تغطية سطح الخرسانة بطبقة من الماء أو اية مادة رطبة لمنع التبخر وبأستعمال

الأساليب التالية:

1-1 أعداد بركة ماء على سطح الخرسانة بعد تجمدها النهائي، حيث يتم حجز طبقة من الماء بأرتفاع 50 ملم فوق سطح الخرسانة باستعمال حاجر طيني بسيط على الجوانب، وتتميز بما يلي:

(i) أقدم طرق المعالجة وأفضلها.

(ii) تطبق على البلاطات الأفقية.

2-1 تغطيس الخرسانة بالتراب أو القش والمحافظة على رطوبتها.

3-1 تغطية الخرسانة بنسيج قنبي (Burlap) رطب للمحافظة على رطوبتها الدائمة، حيث

تستعمل هذه الطريقة في الحالات التي لا يمكن تغطية السطح بالماء.

4-1 الرش المستمر بالماء للمحافظة على رطوبتها (هذا الأسلوب ليس فعالاً).

الطرق أعلاه تعطي نتائج أفضل ولكنها غير مناسبة للأسباب التالية:

(i) تحتاج الى أشرف جيد (للتأكد من رطوبة الغطاء باستمرار).





(ii) تكون عالية الكلفة (لحاجتها الى أيدي عاملة كثيرة).

(iii) عدم إمكانية تطبيقها في المناطق الشحيحة بالمياه.

(2) استعمال وسط عديم النفاذية أو أي واسطة أخرى لتغطية سطح الخرسانة بغية منع

أو تقليل فقدان الماء وكما يلي:

- 1-2 تغطية السطح بورق مانع للرطوبة (يمنع تبخر الماء الأصلي من الخرسانة أو دخول الماء من خارج الخرسانة بشرط أن يكون غير ممزق).
- 2-2 ترك القالب محاطاً بالخرسانة.
- 3-2 تغليف سطح الخرسانة بغلاف عديم النفاذية (بأستعمال مركبات مانعة للتسرب).
- 4-2 استعمال مواد كيميائية لتغطية سطح الخرسانة (تنشر أو ترش مثل CaCl_2 or Na_2SiO_2).





(3) المعالجة المسرعة.

رفع درجة حرارة الخرسانة عندما تكون محافظة على رطوبتها يزداد معدل سرعة حصولها على

المقاومة وباتباع الأساليب التالية:

1-3 المعالجة بالبخر تحت ضغط منخفض (حالة خاصة من المعالجة الرطبة) بحيث

يكون البخر بضغط أقل من الضغط الجوي ودرجة حرارة البخر أكبر من

100 م°. أن الهدف من هذه الطريقة هو الحصول على مقاومة مبكرة عالية من

أجل:

(i) مناولة المنتجات الخرسانية في أقرب فرصة بعد انتهاء عملية الصب.

(ii) رفع القوالب بسرعة في معامل إنتاج الخرسانة مسبقة الصب لأغراض

اقتصادية.

2-3 المعالجة بالبخر تحت ضغط مرتفع.

تستعمل في معامل الخرسانة مسبقة الصب للحصول على خواص معينة للخرسانة الاعتيادية

أو الخفيفة الوزن، بحيث يكون البخر بضغط أعلى من الضغط الجوي، ودرجة الحرارة المطلوبة 177

درجة مئوية كحد أدنى، وغرفة المعالجة تكون بهيئة وعاء مزود ببخر رطب، ومن هذه الخواص:

(i) مقاومة مبكرة عالية.





(ii) ديمومة عالية.

(iii) تقليل أنكماش الجفاف وتحركات الرطوبة.

4 تسخين الخرسانة بأرسال تيار كهربائي.

أن الفترة اللازمة للمعالجة بهذه الطريقة تعتمد على:

(i) درجة الحرارة.

(ii) الرطوبة النسبية.

(iii) نوع السمنت.

والحد الأدنى يحدد بسبعة أيام لخرسانة السمنت البورتلاندي الأعتيادي. أن نوع المنشأ له

دور رئيسي في تحديد أسلوب وفترة المعالجة وكما يلي:

(i) المنشآت التي تكون نسبة مساحتها السطحية / حجمها عالية مثل بلاطات

الطرق (تحتاج الى عناية خاصة).

(ii) المنشآت التي تكون نسبة مساحتها السطحية / حجمها واطئة مثل الأعمدة

(تكون معالجتها معقدة).





الفصل الخامس : الخرسانة المتصلبة (Hardened Concrete).

المحاضرة الثانية والعشرون : فحوصات الخرسانة المتصلبة (نظري، 2 ساعة).

5-4 Testing of Hardened Concrete:

Testing of hardened concrete plays an important role in controlling and confirming the quality of cement concrete works. Systematic testing of raw materials, fresh concrete, and hardened concrete are inseparable part of any quality control program for concrete, which helps to achieve higher efficiency of the material used and greater assurance of the performance of the concrete with regard to both strength and durability. The test methods should be simple, direct, and convenient to apply.

One of the purposes of testing hardened concrete is to confirm that the concrete used at site has developed the required strength. As the hardening of the concrete takes time, one will not come to know the actual strength of concrete for some time. This is an inherent disadvantage in conventional test. But, if strength of concrete is to be known at an early period, accelerated strength test can be carried out to predict 28 days strength. But mostly when correct materials are used and careful steps are taken at every stage of the work, concretes normally give the required strength.

The tests also have a deterring effect on those responsible for construction work. The results of the test on hardened concrete, even if





they are known late, helps to reveal the quality of concrete and enable adjustments to be made in the production of further concretes.

Tests are made by casting cubes or cylinders from the representative concrete or cores cut from the actual concrete. **It is to be remembered that standard compression test specimens give a measure of the potential strength of the concrete, and not of the strength of the concrete in structure.** Knowledge of the strength of concrete in structure cant be directly obtained from tests on separately made specimens.

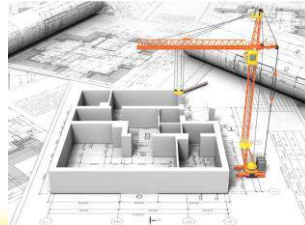
5-4-1 Compression Test:

Compression test is the most common test conducted on hardened concrete, partly because it is an easy test to perform, and partly because most of the desirable characteristic properties of concrete are qualitatively related to its compressive strength.

The compression test is carried out on specimens cubical or cylindrical in shape. Prism is also sometimes used, but it is not common in our country. Sometimes, the compression strength of concrete is determined using parts of a beam tested in flexure. The end parts of beam are left intact after failure in flexure, and because the beam is usually of square cross section, this part of the beam could be used to find out the compressive strength.

The cube specimen is of the size $150 \times 150 \times 150$ mm. If the largest nominal size of the aggregate does not exceed 20 mm, 100 mm size cubes may also be used as an alternative. Cylindrical test specimens have a





length equal to twice the diameter. They are 150 mm in diameter and 300 mm long. **Smaller test specimens may be used but a ratio of the diameter of the specimen to maximum size of aggregate not less than 3:1 is maintained.**

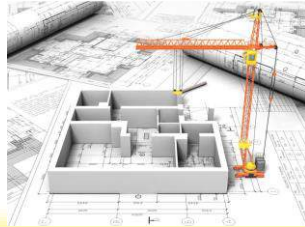
Moulds:

Metal moulds, preferably steel or cast iron, thick enough to prevent distortion are required. They are made in such a manner as to facilitate the removal of the moulded specimen without damage and are so machined that, when it is assembled ready for use, the dimensions and internal faces are required to be accurate within the following limits.

The height of the mould and the distance between the opposite faces are of the specified size ± 0.2 mm. The angle between adjacent internal faces and between internal faces and top and bottom planes of the mould is required to be $90^\circ \pm 0.5^\circ$. The interior faces of the mould are plane surfaces with a permissible variation of 0.03 mm. Each mould is provided with a metal base plate having a plane surface. The base plate is of such dimensions as to support the mould during the filling without leakage and it is preferably attached to the mould by springs or screws. The parts of the mould when assembled are positively and rigidly held together, and suitable methods of ensuring this, both during the filling and on subsequent handling of the filled mould, are required to be provided.

In assembling the mould for use, the joints between the sections of the mould are thinly coated with mould oil and a similar coating of mould





oil is applied between the contact surface of the bottom of the mould and the base plate in order to ensure that no water escapes during the filling. The interior surfaces of the assembled mould is also required to be thinly coated with mould oil to prevent adhesion of concrete.

The cylindrical mould is required to be of metal which shall be not less than 3 mm thick. Each mould is capable of being opened longitudinally to facilitate removal of the specimen and is provided with means of keeping it closed while in use. Care should be taken so that the ends are not departed from a plane surface, perpendicular to the axis of the mould, by more than 0.05 mm. When assembled ready for use the mean internal diameter of the mould should be 150 ± 0.2 mm and in no direction the internal diameter be less than 14.95 mm or more than 15.05 mm.

The height maintained is 300 ± 0.1 mm. Each mould is provided with a metal base plate, and with a capping plate of glass or other suitable material. The base and cap plates are required to be at least 6.5 mm thick and such that they do not depart from a plane surface by more than 0.02 mm.

The base plate supports the mould during filling without leakage and is rigidly attached to the mould. The mould and base plate are coated with a thin film of mould oil before use in order to prevent adhesion of concrete. A steel bar 16 mm in diameter, 600 mm long and bullet pointed at the lower end serves as a tamping bar. Fig. (5-13) shows specimen types of concrete.



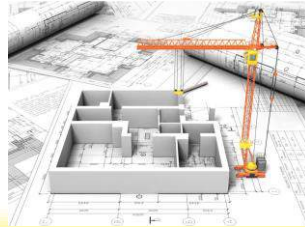


Fig. (5-13) Specimen types of concrete.

Compacting:

The test cube specimens are made as soon as practicable after mixing and in such a way as to produce full compaction of the concrete with neither segregation nor excessive laitance. The concrete is filled into the mould in layers approximately 5 cm deep. In placing each scoopful of concrete, the scoop is required to be moved around the top edge of the mould as the concrete slides from it, in order to ensure a symmetrical distribution of the concrete within the mould. Each layer is compacted either by hand or by vibration. After the top layer has been compacted the surface of the concrete is brought to the finished level with the top of the mould using a trowel. The top is covered with a glass or metal plate to prevent evaporation.





Compacting by Hand:

When compacting by hand, the standard tamping bar is used and the strokes of the bar are distributed in a uniform manner over the cross section of the mould. The number of strokes per layer required to produce the specified conditions vary according to the type of concrete.

For cubical specimens, in no case should the concrete be subject to less than 35 strokes per layer for 15 cm or 25 strokes per layer for 10 cm cubes. For cylindrical specimens, the number of strokes are not less than thirty per layer. The strokes penetrate into the underlying layer and the bottom layer is rodded through its depth. Where voids are left by the tamping bar, the sides of the mould are tapped to close the voids.

Compacting by Vibration:

When compacting by vibration, each layer is vibrated by means of an electric or pneumatic hammer or vibrator or by means of a suitable vibrating table until the specified condition is attained. The mode and quantum of vibration of the laboratory specimen shall be as nearly the same as those adopted in actual concreting operations. Care must be taken while compacting high slump concretes which are generally placed by pumping. If care it is not taken severe segregation takes place in the mould, which results in low strength when cubes are crushed.

The cube crushing strength does not represent the strength of the concrete. Fig. (5-14) shows the vibrating table for concrete cubes.



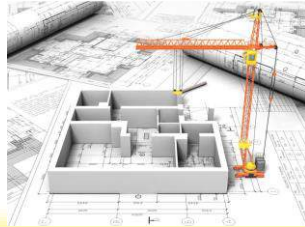


Fig. (5-14) Vibrating table for concrete cubes.

Capping Specimens:

Capping is applicable to cylindrical specimen. The ends of all cylindrical test specimens that are not plane within 0.05 mm are capped. The capped surfaces are not departed from a plane by more than 0.05 mm and shall be nearly at right angles to the axis of the specimens.

The planeness of the cap is required to be checked by means of a straight edge and feeler gauge, making a minimum of three measurements on different diameters. Caps are made as thin as practicable and care should be taken so that flaw or fracture does not take place, when the specimen is tested.





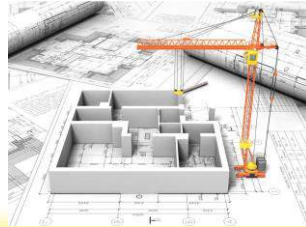
Capping can be done on completion of casting or a few hours prior to testing of specimen. Capping is required to be carried out according to one of the following methods;

- a) **Neat Cement:** The test cylinders may be capped with a thin layer of stiff, neat Portland cement paste after the concrete has set in the moulds. Capping is done after about 4 hours of casting so that concrete in the cylinder undergoes plastic shrinkage and subsides fully. The cap is formed by means of a glass plate not less than 6.5 mm in thickness or a machined metal plate not less than 13 mm in thickness and having a minimum surface dimension at least 25 mm larger than the diameter of the mould.

It is worked on the cement paste until its lower surface rests on the top of the mould. The cement for capping is mixed to a stiff paste for about 2 to 4 hours before it is to be used in order to avoid the tendency of the cap to shrink. Adhesion of paste to the capping plate is avoided by coating the plate with a thin coat of oil or grease.

- b) **Cement Mortar:** On completion of casting cylinder, a mortar is gauged using cement similar to that used in the concrete and sand which passes sieve of 300 microns open size but is retained on sieve of 150 microns open size. The mortar should have a water cement ratio not higher than that of the concrete of which the specimen is made, and should be of a stiff consistency. If an excessively wet mix of concrete is being tested, any free water which has collected on the

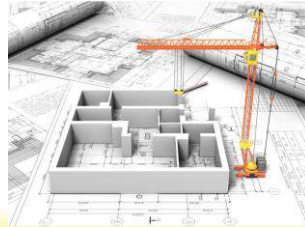




surface of the specimen should be removed with a sponge, blotting paper or other suitable absorbant material before the cap is formed. The mortar is then applied firmly and compacted with a trowel to a slightly convex surface above the edge of the mould, after which the capping plate is pressed down on the cap with a rotary motion until it makes complete contact with the rim of the mould. The plate should be left in position until the specimen is removed from the mould.

- c) Sulphur: Just prior to testing, the cylindrical specimens are capped with a sulphur mixture consisting of 1 part of sulphur to 2 or 3 parts of inert filler such as fire-clay. The specimens are securely held in a special jig so that the caps formed have a true plane surface. Care has to be taken to ensure that the sulphur compound is not over-heated as it will not then develop the required compressive strength. Sulphur caps are allowed to harden for at least 2 hours before applying the load.
- d) Hard Plaster: Just prior to testing, specimens are capped with hard plaster having a compressive strength of at least 42 MPa cm in an hour. Such plasters are generally available as proprietary material. The caps can be formed by means of a glass plate not less than 13 mm in thickness, having a minimum surface dimension at least 25 mm larger than the diameter of the mould. The glass plate is lightly coated with oil to avoid sticking. Ordinary plaster of Paris will not





serve the purpose of capping material due to its low compressive strength.

Curing:

The test specimens are stored in place free from vibration, in moist air of at least 90% relative humidity and at a temperature of 27 ± 2 °C for $24 \pm \frac{1}{2}$ hour from the time of addition of water to the dry ingredients. After this period, the specimens are marked and removed from the moulds and unless required for test within 24 hours, immediately submerged in clean fresh water or saturated lime solution and kept there until taken out just prior to test. The water or solution in which the specimens are submerged, are renewed every 7 days and are maintained at a temperature of 27 ± 2 °C. The specimens are not to be allowed to become dry at any time until they have have been tested.

Making and Curing Compression Test Specimen in the Field:

The test specimens are stored on the site at a place free from vibration, under damp matting , sacks or other similar materials for $24 \pm \frac{1}{2}$ hour from the time of addition of water to the other ingredients. The temperature of the place of storage should be within the range of 22 to 32 °C.

After the period of 24 hours, they should be marked for later identification removed from the moulds and unless required for testing within 24 hours, stored in clean water at a temperature of 24 to 30 °C until they are transported to the testing laboratory. They should be sent to the





testing laboratory well packed in damp sand, damp sacks, or other suitable material so as to arrive there in a damp condition not less than 24 hours before the time of test.

On arrival at the testing laboratory, the specimens are stored in water at a temperature of 27 ± 2 °C until the time of test. Records of the daily maximum and minimum temperature should be kept both during the period the specimens remain on the site and in the laboratory particularly in cold weather regions. Fig. (5-15) shows the compression testing machine, whereas Fig. (5-16) shows the Buoyancy method for determination of density.



Fig. (5-15) Compression testing machine.





Fig. (5-16) Buoyancy method for determination of density.

Failure of Compression Specimen:

Compression test develops a rather more complex system of stresses. Due to compression load, the cube or cylinder undergoes lateral expansion owing to Poissons ratio effect. The steel platens do not undergo lateral expansion to the some extent that of concrete, with the result that steel restrains the expansion tendency of concrete in the lateral direction. This induces a tangential force between the end surfaces of the concrete





specimen and the adjacent steel platens is only 0.4 of the lateral strain in the concrete. Due to the platen restrains the lateral expansion of the concrete in the parts of the specimen near its end. The degree of restraint exercised depends on the friction actually developed. When the friction is eliminated by applying grease, graphite or paraffin wax to the bearing surfaces the specimen exhibits a larger lateral expansion and eventually splits along its full length.

With friction acting i.e., under normal conditions of test, the elements within the specimen is subjected to a shearing stress as well as compression. The magnitude of the shear stress decreases and the lateral expansion increases in distance from the platen. As a result of the restraint, in a specimen tested to destruction there is a relatively undamaged cone of height equal to $\frac{\sqrt{3}}{2} d$ (where d is the lateral dimension of the specimen). But if the specimen is longer than about 1.7 d, a part of it will be free from the restraining effect of the platen. Specimens whose length is less than 1.5 d, show a considerably higher strength than those with a greater length as in Fig. (5-17).



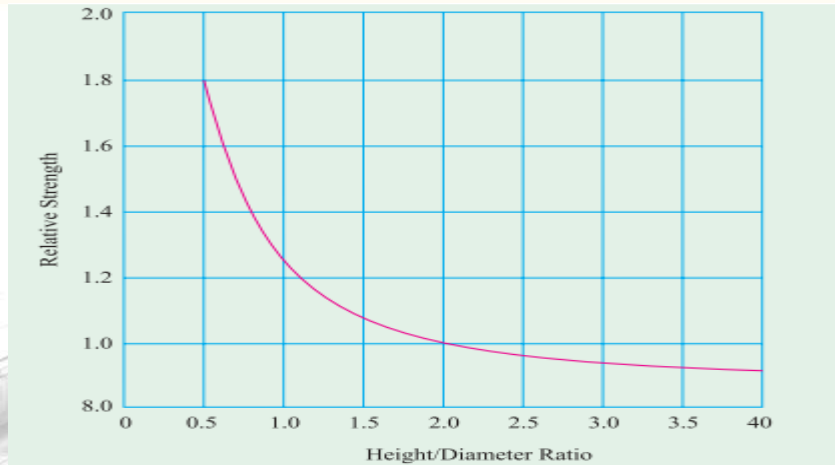


Fig. (5-17) Relationship between height/diameter ratio and relative strength.

Effect of Height/Diameter Ratio on Strength:

Normally the height of the cylinder “h” is made twice the diameter “d”, but sometimes, particularly, when the core is cut from the road pavements or airfield pavements or foundations concrete, it is not possible to keep the height/diameter ratio of 2:1. The diameter of the core depends upon the cutting tool, and the height of the core will depend upon the thickness of the concrete member. If the cut length of the core is too long, it can be trimmed to h/d ratio of 2 before testing. But with too short a core, it is necessary to estimate the strength of the same concrete, as if it had been determined on a specimen with h/d ratio equal to 2.

Fig. (5-18) shows the correction factor for height/diameter ratio of a core (IS 516/1959). Murdock & Ksler found that correlation factor is not a constant one but depends on the strength level of concrete. High strength





concrete is less affected than the low strength concrete. Fig. (5-19) shows the influence of h/d ratio on the strength of cylinder for different strength levels.

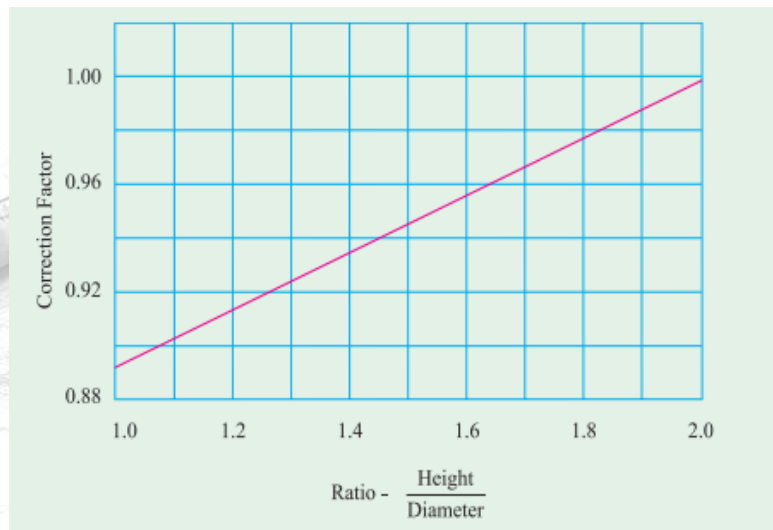


Fig. (5-18) Relationship between height/diameter ratio and correction factor.

Concrete Technology Lectures
2nd Stage/Civil Eng. Department.
Dr. Ammar Saleem Khazaal



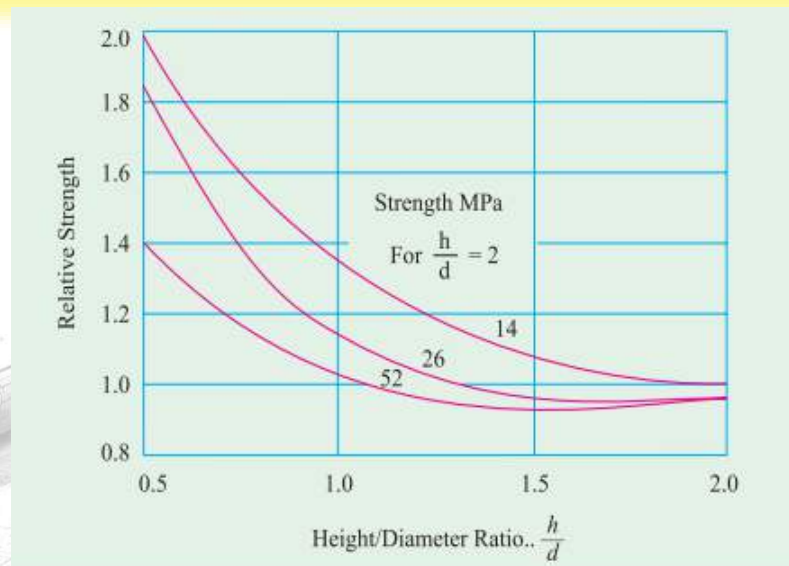
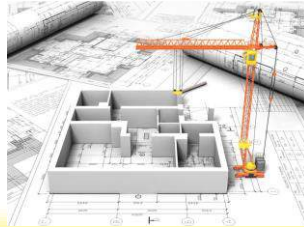


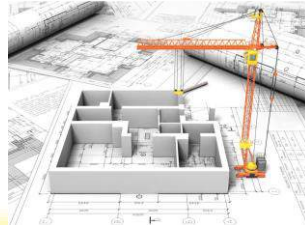
Fig. (5-19) Relationship between height/diameter ratio and relative strength for different strength levels.

5-4-1-1 Comparison between Cube & Cylinder Strength:

It is difficult to say whether cube test gives more realistic strength properties of concrete or cylinder gives a better picture about the strength of concrete. However, it can be said that the cylinder is less affected by the end restrains caused by platens and hence it seems to give more uniform results than cube. Therefore, the use of cylinder is becoming more popular, particularly in the research laboratories.

Cylinders are cast and tested in the same position, whereas cubes are cast in one direction and tested from the other direction. In actual structures in the field, the casting and loading is similar to that of the





cylinder and not like the cube. As such, cylinder simulates the condition of the actual structural member in the field in respect of direction of load.

The points in favor of the cube specimen are that the shape of the cube resembles the shape of the structural members often met with on the ground. The cube does not require capping whereas cylinder requires capping. The capping material used in case cylinder may influence to some extent the strength of the cylinder.

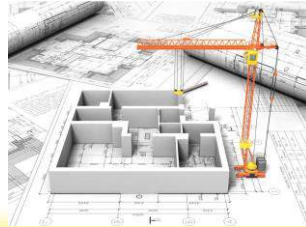
5-4-2 Flexural Strength of Concrete:

Concrete as we know is relatively strong in compression and weak in tension. In reinforced concrete members, little dependence is placed on the tensile strength of concrete since steel reinforcing bars are provided to resist all tensile forces. However, tensile stresses are likely to develop in concrete due to drying shrinkage, rusting of steel reinforcement, temperature gradients, and many other reasons. Therefore, the knowledge of tensile strength of concrete is of importance.

A concrete road slab is called upon to resist tensile stresses from two principal sources wheel loads and volume change in the concrete. Wheel loads may cause high tensile stresses due to bending when there is an inadequate subgrade support. Volume changes resulting from changes in temperature and moisture, may produce tensile stresses due to warping and movement of the slab along the subgrade.

Stresses due to volume changes alone may be high. The longitudinal tensile stress in the bottom of the pavement, caused by the restraint and





temperature warping, frequently amounts to as much as 2.5 MPa at certain periods of the year and the corresponding stress in the transverse direction is approximately 0.9 MPa. These stresses are additive to those produced by wheel loads on unsupported portions of the slab.

5-4-3 Determination of Tensile Strength:

Direct measurement of tensile strength of concrete is difficult. Neither specimens nor testing apparatus have been designed which assure uniform distribution of the “pull” applied to the concrete. While a number of investigations involving the direct measurement of tensile strength have been made, beam tests are found to be dependable to measure flexural strength property of concrete.

The value of the modulus of rupture (extreme fiber stress in bending) depends on the dimension of the beam and manner of loading. The systems of loading used in finding out the flexural tension are central point loading and third point loading. In the central point loading, maximum fiber stress will come below the point of loading where the bending moment is maximum. In case of symmetrical two point loading, the critical crack may appear at any section not strong enough to resist the stress within the middle third where the bending moment is maximum. It can be expected that the two point loading will yield a lower value of the modulus of rupture than the center point loading. Fig. (5-20) shows the modulus of rupture of beams of different sizes subjected to center point and third





point loading. IS 516/1959 specifies two point loading. The details of the specimen and procedure are described in Fig. (5-21).

The standard size of the specimens are $15 \times 15 \times 70$ cm. Alternatively, if the largest nominal size of the aggregate does not exceed 20 mm, specimens $10 \times 10 \times 50$ cm may be used.

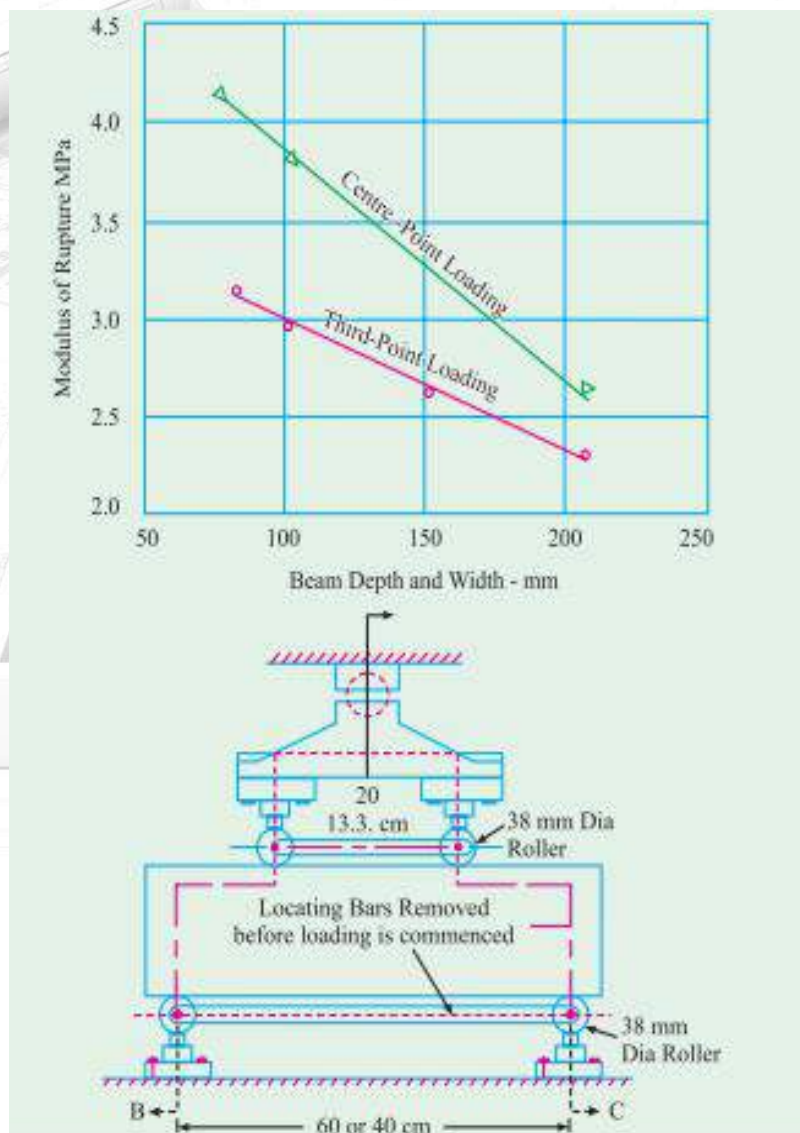


Fig.(5-20) Schematic diagram of two-point loading Test.



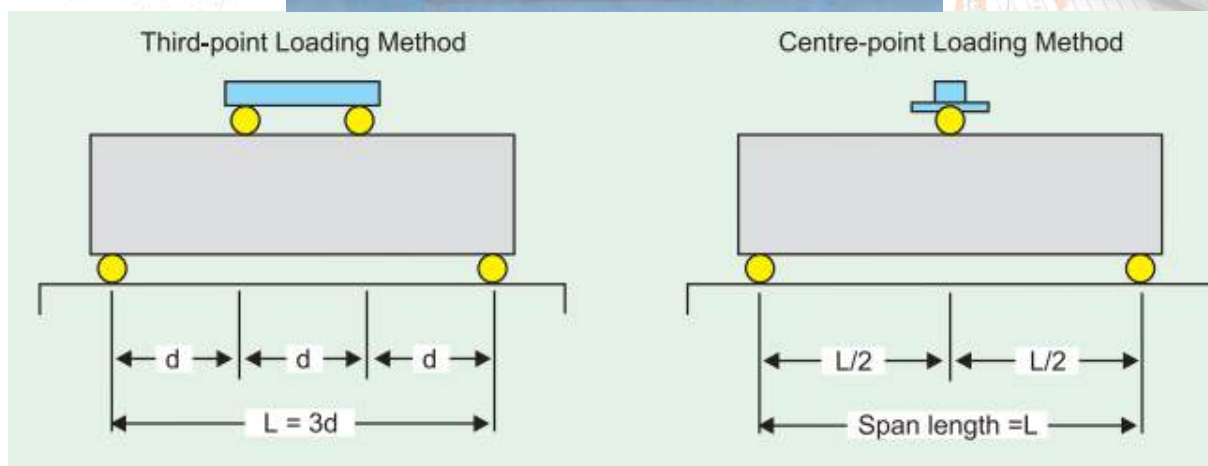
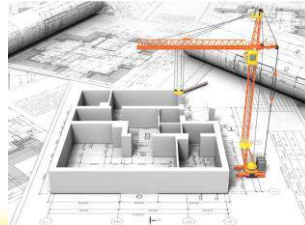


Fig. (5-21) Third-point and center-point loading methods.



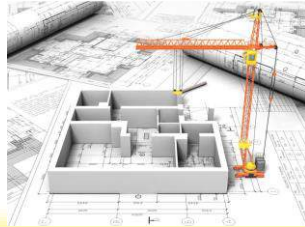


The mould should be of metal, preferably steel or cast iron and the metal should be of sufficient thickness to prevent spreading or warping. The mould should be constructed with the longer dimension horizontal and in such a manner as to facilitate the removal of the moulded specimens without damage.

The tamping bar should be a steel bar weighing 2 kg, 40 cm long and should have a ramming face 25 mm square. The testing machine may be of any reliable type of sufficient capacity for the tests and capable of applying the load at the rate specified. The permissible errors should not be greater than $\pm 0.5\%$ of the applied load where a high degree of accuracy is required and not greater than $\pm 1.5\%$ of the applied load for commercial type of use.

The bed of the testing machine should be provided with two steel rollers 38 mm in diameter, on which the specimens is to be supported, and these rollers should be so mounted that the distance from center to center is 60 mm for 15 cm specimen or 40 cm for 10 cm specimens. The load is applied through two similar rollers mounted at the third points of the supporting span, that is, spaced at 20 or 13.3 cm center to center. The load is divided equally between the two loading rollers, and all rollers are mounted in such a manner that the load is applied axially and without subjecting specimen to any torsional stresses or restrains. The loading set up is showing in Fig. (5-21) above.





Procedure:

Test specimens are stored in water at a temperature of 24 to 30 °C for 48 hours before testing. They are tested immediately on removal from the water whilst they are still in a wet condition. The dimensions of each specimen should be noted before testing. No preparation of the surfaces is required.

Placing the Specimen in the Testing Machine:

The bearing surfaces of the supporting and loading rollers are wiped clean, and any loose sand or other material removed from the surfaces of the specimen where they are to make contact with the rollers. The specimen is then placed in the machine in such a manner that the load is applied to the uppermost surface as cast in the mould, along two lines spaced 20 or 13 cm apart. The axis of the specimen is carefully aligned with the axis of the loading device. No packing is used between the bearing surfaces of the specimen and the rollers. The load is applied without shock and increasing continuously at a rate such that the extreme fiber stress increases at approximately 0.7 kg/cm²/min that is, at a rate of loading of 400 kg/min for the 15 cm specimens and at a rate of 180 kg/min for the 10 cm specimens. The load is increased until the specimen fails, and the maximum load applied to the specimen during the test is recorded. The appearance of the fractured faces of concrete and any unusual features in the type of failure is noted.





The flexural strength of the specimen is expressed as the modulus of rupture f_b which if “a” equals to the distance between the line of fracture and the nearer support, measured on the center line of the tensile side of the specimen, in cm, is calculated to the nearest 0.05 MPa as follows;

$$f_b = \frac{p \times l}{b \times d^2}$$

When “a” is greater than 20 cm for 15 cm specimen, or greater than 13 cm for 10 cm specimen, or

$$f_b = \frac{p \times l}{b \times d^2}$$

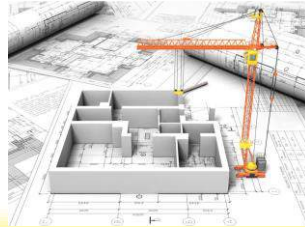
When “a” is less than 20 cm but greater than 17 cm for 15 cm specimen, or less than 13.3 cm but greater than 11 cm for 10 cm specimen, where

b = measured width in cm of the specimen.

If “a” is less than 17 cm for a 15 cm specimen, or less than 11 cm for a 10 cm specimen, the results of the test be discarded.

As mentioned earlier, it is difficult to measure the tensile strength of concrete directly. Of late some methods have been used with the help of epoxy bonded end pieces to facilitate direct pulling. Attempts have also been made to find out direct tensile strength of concrete by making briquette of figure 8 shape for direct pulling but this method was





presenting some difficulty with grip and introduction of secondary stresses while being pulled.

Whatever may be the methods adopted for finding out the ultimate direct tensile strength, it is almost impossible to apply truly axial load. There is always some eccentricity present. The stresses are changed due to eccentricity of loading. These may introduce major error on the stresses developed regardless of specimen size and shape.

The third problem is the stresses induced due to the grips. There is a tendency for the specimen to break near the ends. This problem is always overcome by reducing the section of the central portion of the test specimen. The method in which steel plates are glued with the epoxies to the ends of test specimen, eliminates stresses due to gripping, but offers no solution for the eccentricity problem.

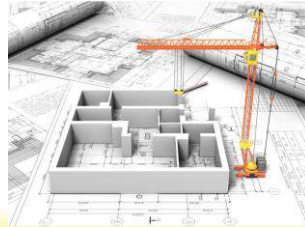
All direct tension test methods requires expensive universal testing machine, and this explains why these tests are not used on a routine basis and are not yet standardized.

5-4-3-1 Indirect Tension Test methods:

Cylinder Tension Splitting Test: This is also sometimes referred as “Brazilian Test” This test was developed in Brazil in 1943. At about the same time this was also independently developed in Japan.

The test is carried out by placing a cylindrical specimen horizontally between the loading surfaces of a compression testing machine and the load is applied until failure of the cylinder, along the vertical diameter. Fig.





(5-22) shows the test specimen, whereas Fig. (5-23) shows the stress pattern in the cylinder.

When the load is applied along the generatrix, an element on the vertical diameter of the cylinder is subjected to a vertical compressive stress of

$$\frac{2p}{\pi ld} \left[\frac{d^2}{r(d-r)} - 1 \right]$$

and horizontal stress of

$$\frac{2p}{\pi ld}$$

Where,

P: is the compressive load on the cylinder.

l: is the length of the cylinder.

d: diameter of cylinder.

r and (d-r): are the distances of the elements from the two loads respectively.

The loading condition produces a high compressive stress immediately below the two generators to which the load is applied. But the larger portion corresponding to depth is subjected to a uniform tensile stress acting horizontally. It is estimated that the compressive stress is acting for about 1/6 depth and the remaining 5/6 depth is subjected to tension.





In order to reduce the magnitude of the high compression stresses near the points of application of the load, narrow packing strips of suitable material such as plywood are placed between the specimen and the loading platens of the testing machine. The packing strips should be soft enough to allow distribution of load over a reasonable area, yet narrow and thin enough to prevent large contact area. Normally a plywood strip of 25 mm wide, 3 mm thick, and 30 cm long is used.

The main advantage of this method is that the same type of specimen and the same testing machine as are used for the compression test can employed for this test. That is why this test is gaining popularity. The splitting test is simple to perform and gives more uniform results than other tension tests. Strength determined in the splitting test is believed to be closer to the true tensile strength of concrete, than the modulus of rupture. Splitting strength gives about 5 to 12% higher value than the direct tensile strength.

Concrete Technology Lecture
Dr. Ammar Saleem Khazaal





Fig. (5-22) Splitting tensile test.

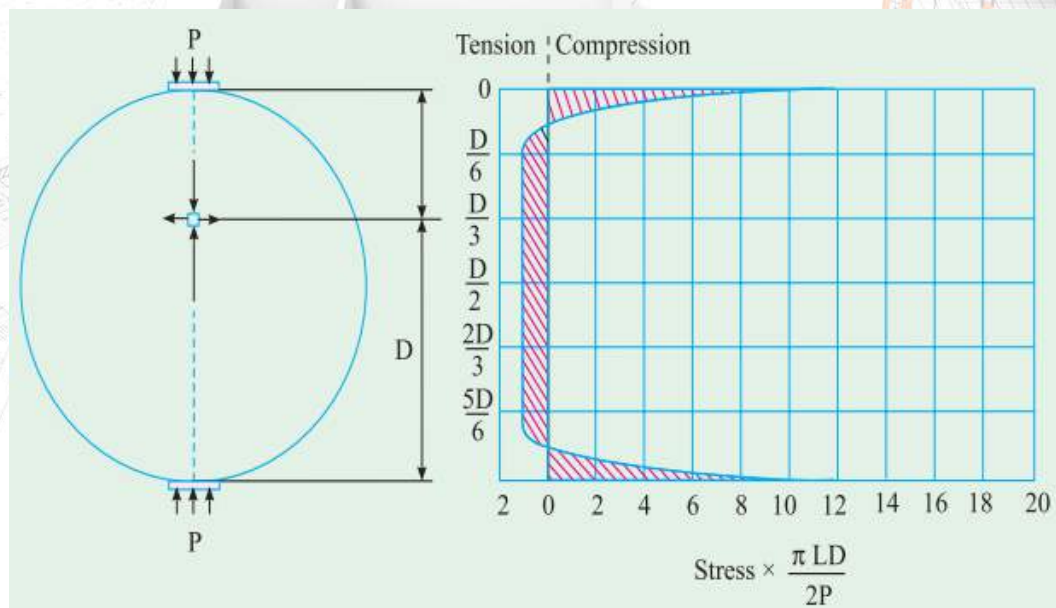
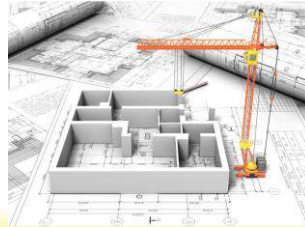


Fig. (5-23) Stress distribution along cylindrical specimen.





5-4-4 Ring Tension Test:

Another test for finding out the tensile strength of concrete is known as “Ring Tension Test”. Briefly in this method, a hydrostatic pressure is applied radially against the inside periphery of 15 cm diameter, 4 mm thick, and 4 mm high concrete ring specimen. The resulting tensile stress developed in the specimen are determined from the equations of the stress analysis of thick walled cylinders, as given below;

$$f_t = \frac{p_i - r_i^2}{r_o^2 - r_i^2} \left\{ 1 - \frac{r_o^2}{r^2} \right\}$$

Where,

f_t : Tensile strength.

p_i : Applied hydrostatic pressure.

r_i : Internal radius.

r_o : External radius.

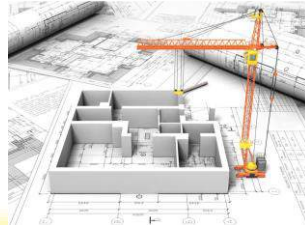
r : Radius at point of failure.

Advantages of Ring Tension Test:

The nature of the load application in this test is such that no clamping and misalignment stresses are introduced in the test specimen, a condition difficult to avoid in direct tests.

The entire volume of the ring is subjected to tensile stresses with the uniformly distributed maximum stress occurring along the entire





periphery of the ring. This is never achieved in the flexural tests and even in the cylinder splitting test a compressive load acting on a diametral plane creates a uniform tensile stress over that plane only.

The magnitude of the radial compressive stress is quite small when compared with the tangential stress. This is a definite advantage over the splitting tension test in which the minimum compressive stresses occurring at the center line of the splitting plane is about three times the corresponding tensile stress.

Limitations of Ring Tension Test:

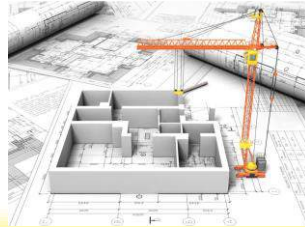
The drawbacks of this test are that here also, the derivation of equations used for the stress analysis is based upon Hooks law of linear stress-strain proportionality. The ring tensile strengths obtained appear to be somewhat higher than the true tensile strength of concrete, the magnitude of the exact difference has yet to be firmly established.

5-4-5 Double Punch Test:

Yet another test to find out the indirect tensile strength of concrete is known as “Double Punch Test”. In this test a concrete cylinder is placed vertically between the loading plates of the compression test machine and compressed by the steel punches located concentrically on the top and bottom surfaces of the cylinder.

An ideal failure mechanism will consist of many simple tension cracks in radial direction and two cone shaped rupture surfaces directly under the loads. Two cone shapes move towards each other as a rigid body and





displace the surrounding material horizontally sideways. The formula for calculating the tensile strength has been calculated on the basis of limit analysis. The relation is;

$$f_t = \frac{Q}{(1.2 bH - a^2)}$$

Where,

A: Radius of punch.

B: Radius of cylinder.

H: Height of cylinder.

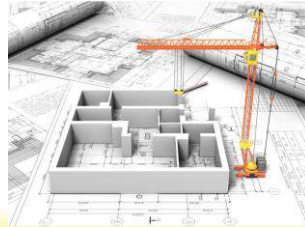
Q: Load at failure.

5-5 Factors Influencing the Strength Results:

It has already been pointed out that shape and size of specimen affects the strength results. If the strength of the 15 cm size cube is taken as standard, then the strength of 10 cm cube should be reduced by 10%. Strength of the cylinder of size 15 cm diameter and 30 cm long is taken as 0.8 of the strength of 15 cm cube. Where cubes larger than 15 cm are adopted, generally no modification to the strength is necessary unless otherwise specified.

The planeness of the end condition of specimen and capping material used for the cylinder affects the strength. The employment of lubricating material at the bearing surface of the sample affect the strength of concrete.





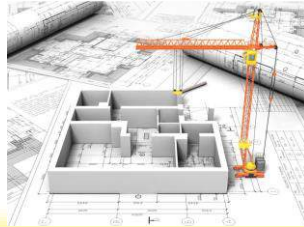
The effect of height to diameter ratio has already been discussed. The rate of application of load has a considerable affect on the apparent strength of concrete; the lower the rate of application of load, the lower will be the recorded strength. The reason for this is probably the effect of creep.

If the load is applied slowly, or in the application of load, if there is some time-lag, the specimen will undergo certain amount of creep which will increase the strain. The enhanced strain due to creep will be responsible for failure of the sample, at a lower value of stress applied. Fig. (5-24) shows the influence of rate of application of load on the compressive strength of concrete.

The state of moisture content of the specimen influences the observed strength to a great extent. If two cubes made from identical concrete, one is wet and another is dry, if tested at the same age, the dry cube gives higher strength than the wet cube. It is quite probable that the dry cube may have undergone drying shrinkage which will have ultimately caused some amount of drying shrinkage cracks and bond failures. From this simple reason it must give an impression that dry cube must give a lower value, but on the contrary the result is the other way. The probable explanation is that due to wetting, some sort of dilation of cement gel will take place by the adsorbed water.

The forces of cohesion of the solid particles are then decreased. Perhaps the decrease of strength on account of reduction of cohesion





owing to the adsorbed water may be more than that of the loss of strength due to rupture of gel bonds on account of drying shrinkage.

To have a standard condition for test specimens, it is usual to test a specimen immediately on removal from the curing water tank. This condition has the advantage of being better reproducible than a dry condition which includes greatly varying degrees of dryness.

It was earlier pointed out that contrary to expectations, the wet concrete exhibits higher modulus of elasticity. Strength and modulus of elasticity do not go hand in hand in the case of wet concrete.

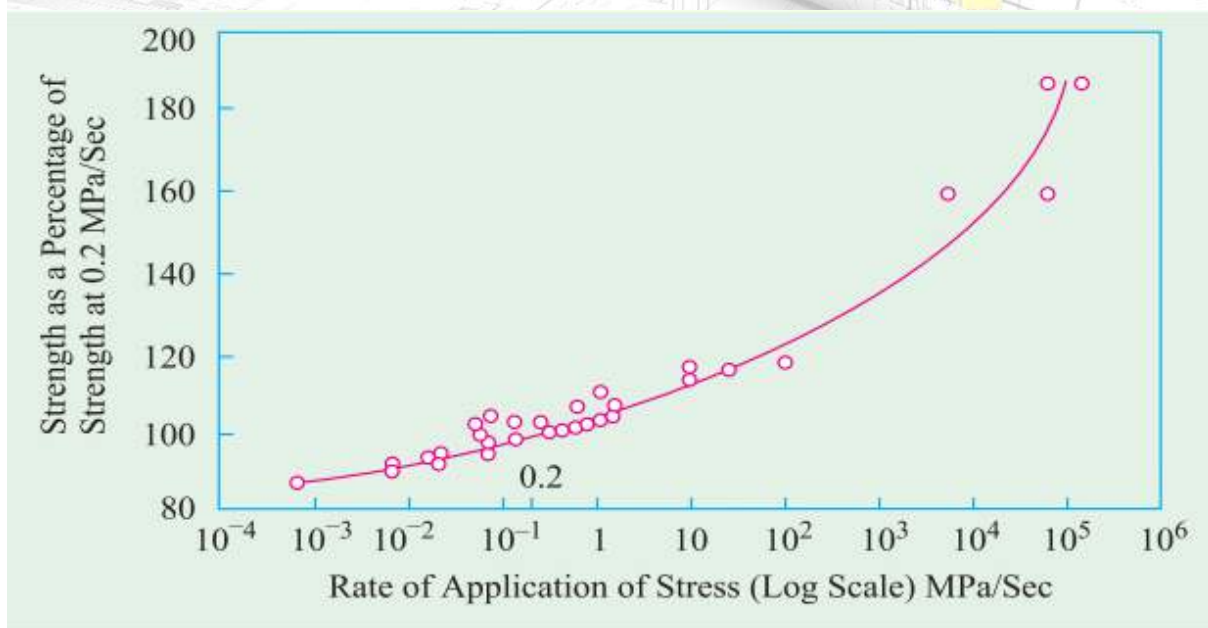
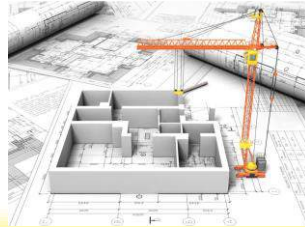


Fig. (5-24) Influence of rate of application of load on the compressive strength of concrete.





5-6 Test Cores:

The test specimen, cube or cylinder is made from the representative sample of concrete used for a particular member, the strength of which we are interested. As the member can not be in fact tested, we test the parallel concrete by making cubes or cylinders. It is to be understood that the strength of the cube specimen can't be same as that of the member because of the differences with respect to the degree of compaction, curing standard, uniformity of concrete, evaporation, loss of mixing water,...etc. At best the result of cube or cylinder can give only a rough estimate of the real strength of the member.

To arrive at a better picture of the strength of the actual member, attempts are made to cut cores from the parent concrete and test the cores for strength. Perhaps this will give a better picture about the strength of actual concrete in the member.

Core can be drilled at the suspected part of the structure or to detect segregation or honeycombing or to check the bond at construction joint or to verify the thickness of pavement.

The disadvantages are that while cutting the core, the structural integrity of the concrete across the full-cross section may be affected to some extent and secondly that the diameter to height ratio may be other than that of the standard cylinder. Capping of both ends will be required which will again introduce some differences in the strength. Existence of reinforcement will also present difficulty in cutting a clean core.





The cores cut to determine the strength of concrete of the actual structure may also indicate segregation and honeycombing of concrete. In some cases, the beam specimens are also sawn from the road and airfield slabs for finding flexural strength. In practice, it is seen that the strength of the core is found to be less than that of the strength of standard cylinders. A part from other reasons, it is mainly because site curing is invariably inferior to curing under standard moist condition.

Strength of Cores:

The reduction in strength of cores appear to be greater in stronger concrete. The reduction in the strength can be as high as 15% for 40 MPa concrete. Generally, a reduction of 5-7% is considered reasonable. It has been reported by many investigators that insitue concrete gains very little strength after 28 days. Tests on high strength concrete show that, although the strength of cores increase with age, the core strength, even up to the age of 1 year, remains lower than the strength of standard 28 day cylinders. Fig. (5-25) and Table (5-2) illustrates the above statements.

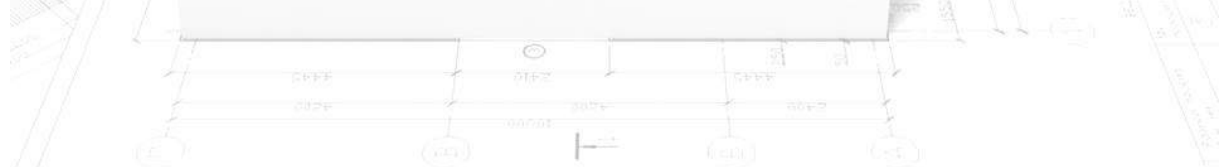




Table (5-2): Development of Strength of Cores with Age.

Age (days)	Strength (MPa)		Core strength as a proportion of strength of 28-day standard cylinder
	Standard cylinders	cores	
7	66.0	57.9	0.72
28	80.4	58.5	0.73
56	86.0	61.2	0.76
180	97.9	70.6	0.88
365	101.3	75.4	0.94

Concrete Technology Lectures
2nd Stage/Civil Eng. Department.
Dr. Ammar Saleem Khazaal



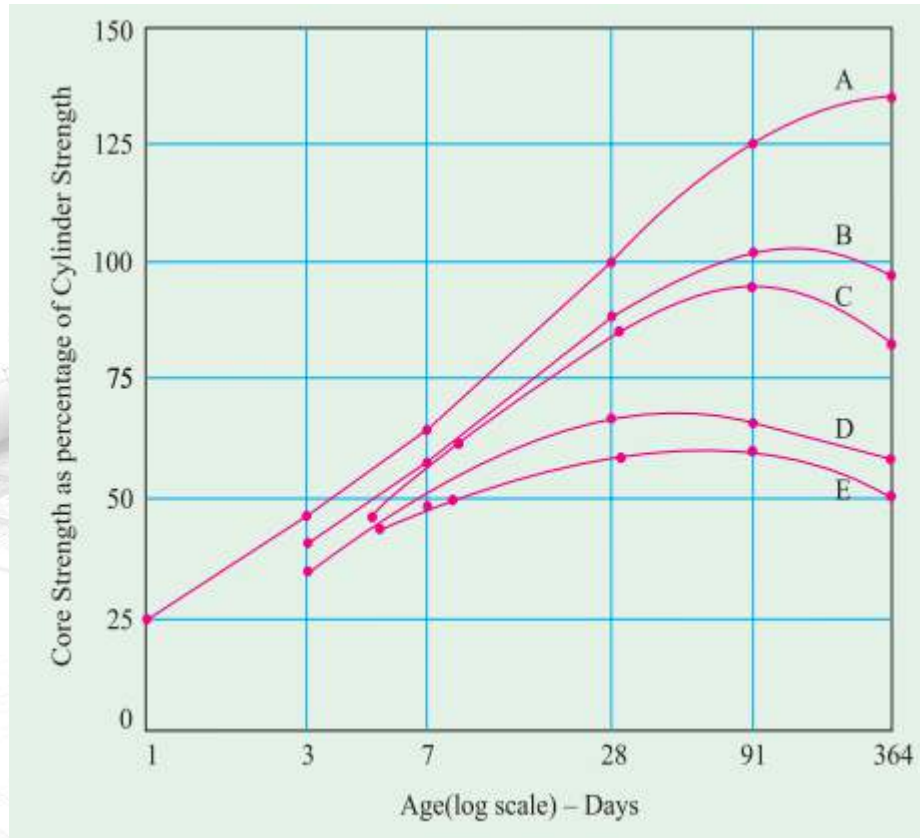
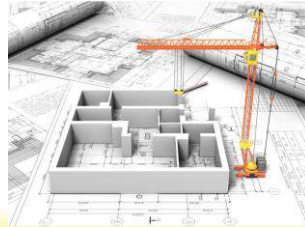


Fig. (5-25) The relationship between age and core strength as a percentage of cylinder strength.

5-7 Non-Destructive Testing Method:

Non-destructive methods have been in use for about 4 decades. In this period, the development has taken place to such an extent that it is now considered as a powerful method for evaluating existing concrete structures with regard to their strength and durability apart from assessment and control of quality of hardened concrete. In certain cases,





the investigation of crack depth, microcracks, and progressive deterioration are also studied by this method.

Though non-destructive testing methods are relatively simple to perform, the analysis and interpretation of test results are not so easy. Therefore, special knowledge is required to analyses the hardened properties of concrete. In the non-destructive methods of testing, the specimens are not loaded to failure and as such the strength inferred or estimate cant be expected to yield absolute values of strength. These methods therefore attempt to measure some other properties of concrete from which an estimate of its strength, durability, and elastic parameters are obtained.

Some such properties of concrete are hardness, resistance to penetration of projectiles, rebound number, resonant frequency, and ability to allow ultrasonic pulse velocity to propagate through it. The electrical properties of concrete, its ability to absorb, scatter and transmit X-rays and Gamma-rays, its response to unclear activation and its acoustic emission allow us to estimate its moisture content, density, thickness and its cement content. Based upon the above, various non-destructive methods of testing concrete have been developed:

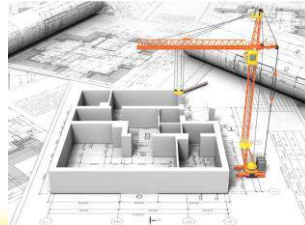
1. **Surface Hardness Test:** These are of indentation type, include the Williams testing pistol and impact hammers, and are used only for estimation of concrete strength.





2. **Rebound Test:** The rebound hammer test measures the elastic rebound of concrete and is primarily used for estimation of concrete strength and for comparative investigations.
3. **Penetration and Pull-out Techniques:** These include the use of the Simbi hammer, spit pins, the Windsor probe, and the pull-out test. These measure the penetration and pullout resistance of concrete and are used for strength estimations, but they can also be used for comparative studies.
4. **Dynamic or Vibration Tests:** These include resonant frequency and mechanical sonic and ultrasonic pulse velocity methods. These are used to evaluate durability and uniformity of concrete and to estimate its strength and elastic properties.
5. **Combined Methods:** The combined methods involving ultrasonic pulse velocity and rebound hammer have been used to estimate strength of concrete.
6. **Radioactive and Nuclear Methods:** These include the X-ray and Gamma-ray penetration tests for measurement of density and thickness of concrete. Also, the neutron scattering and neutron activation methods are used for moisture and cement content determination.
7. **Magnetic and Electrical Methods:** The magnetic methods are primarily concerned with determining cover of reinforcement in concrete, whereas the electrical methods, including microwave





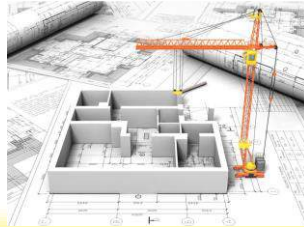
absorption techniques, have been used to measure moisture content and thickness of concrete.

8. Acoustic Emission Techniques: These have been used to study the initiation and growth of cracks in concrete.
9. Surface Hardness Methods: The fact that concrete hardens with increase in age, the measure of hardness of surface may indicate the strength of concrete. Various methods and equipments are devised to measure hardness of concrete surface. William testing pistol, Frank spring hammer, and Einbeck pendulum hammer are some of the devices for measuring surface hardness.

5-7-1 Schmidt's Rebound Hammer:

Schmidt's rebound hammer developed in 1948, is one of the commonly adopted equipments for measuring surface hardness. The sectional view of the hammer is shown in Fig. (5-26). It consists of a spring control hammer that slides on a plunger within a tubular housing. When the plunger is pressed against the surface of the concrete, the mass rebound from the plunger. It retracts against the force of the spring. The hammer impacts against the concrete and the spring control mass rebounds, taking the rider with it along the guide scale. By pushing a button the rider can be held in position to allow the reading to be taken. The distance travelled by the mass, is called the rebound number. It is indicated by the rider moving along a graduated scale.





Each hammer varies considerably in performance and needs calibration for use on concrete made with the aggregates from specific source. The test can be conducted horizontally, vertically-upwards or downwards, or at any intermediate angle. At each angle the rebound number will be different for the same concrete and will require separate calibration or correction chart. Fig. (5-27) shows the typical relationship between compressive strength and rebound number with hammer horizontal and vertical on a dry or wet surface of concrete.

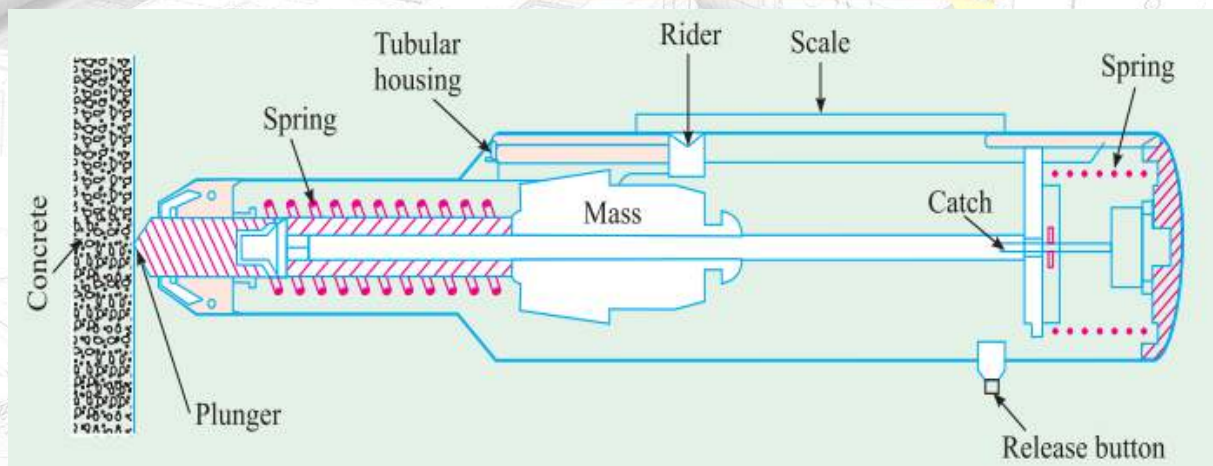


Fig. (5-26) Schmidt Hammer Tester Apparatus.



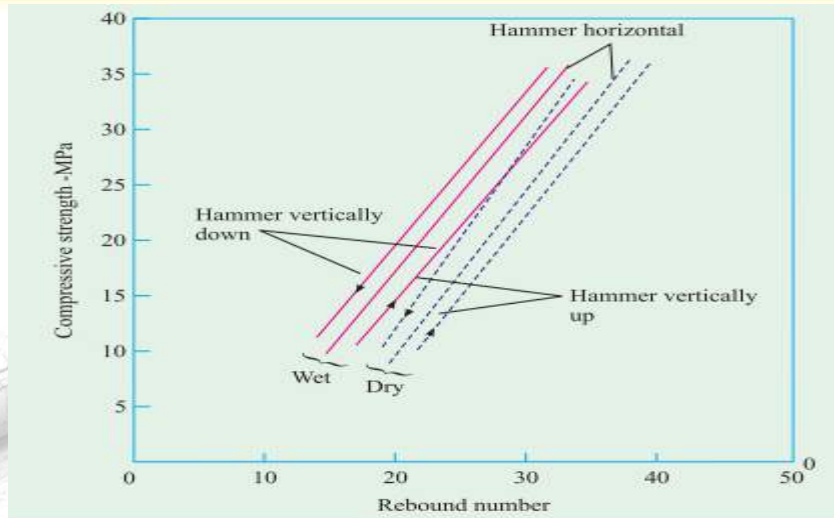
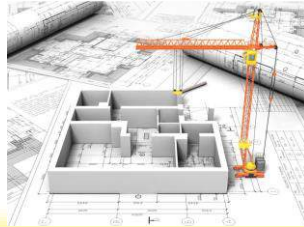


Fig. (5-27) Relationship between Rebound number and compressive strength.

Limitation:

Although, rebound hammer provides a quick inexpensive means of checking uniformity of concrete, it has serious limitations and these must be recognized. The results are affected by;

- Smoothness of surface under test.
- Size, shape, and rigidity of the specimen.
- Age of specimen.
- Surface and internal moisture condition of the concrete.
- Type of coarse aggregate.
- Type of cement.
- Type of mould.
- Carbonation of concrete surface.



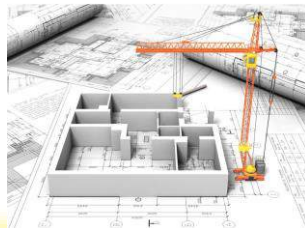
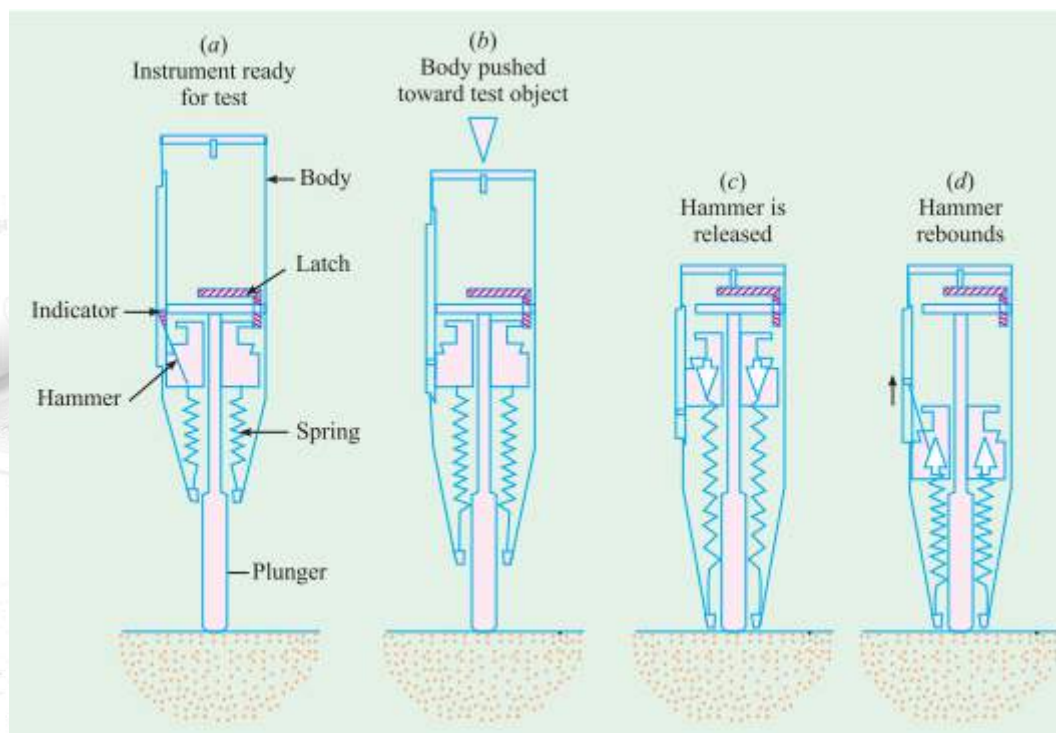


Fig. (5-28) shows Schematic cross section of Rebound Hammer showing operating principle.

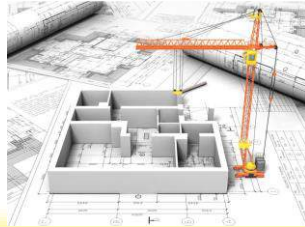


(a)



(b)





(c)

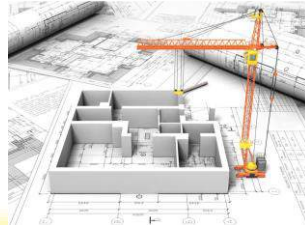
Fig. (5-28) Schematic cross section of Rebound Hammer showing operating principle.

5-7-1-1 Rebound Number and Strength of Concrete:

Investigations have shown that there is a general correlation between compressive strength of concrete and rebound number. However, there is a wide degree of disagreement among various research workers regarding the accuracy of estimation of strength from rebound readings. The variation of strength of a properly calibrated hammer may lie between $\pm 15\%$ and $\pm 20\%$.

The relationship between flexural strength and rebound number is found to be similar to those obtained for compressive strength, except that the scatter of the results is greater. Fig. (5-27) above shows the relationship between compressive strength of concrete cylinders and rebound numbers.





During 1965 and 1967 an international survey on the use of the Schmidt rebound hammer was carried out by RILEM. Majority of those who spoke were against the use of Schmidt rebound hammer in acceptance testing. The consensus was that, “the Schmidt rebound hammer is useful to very useful in checking uniformity of concrete and comparing one concrete against another but it can only be used as a rough indication of concrete strength in absolute terms”.

5-7-2 Penetration Techniques:

The measurement of hardness by probing techniques was first reported during 1954. Two techniques were used. In one case, a hammer known as “Simbi” was used to perforate concrete and the depth of borehole was correlated to compressive strength of concrete cubes. In the other technique, the probing of concrete was achieved by blasting with spit pins and the depth of penetration of the pins was correlated with compressive strength of concrete. The accuracy of this test was found to be $\pm 25\%$. However, it is further seen that “Simbi” and spit pins were more effected by the arrangement of coarse aggregate than the tests using rebound hammers.

During 1964 and 1966, a technique known as the “Windsor Probe” was advanced for testing concrete in the laboratory and in situ. The Windsor probe is a hardness tester of the surface of the concrete. It is an equipment consisting of a powder activated gun, hardened alloy probes, loaded cartridges, and depth gauge for measuring for measuring



Fig. (5-29) shows the relationship between exposed probe length and 28-day compressive strength. The Windsor probe test can't be really considered as a non-destructive testing, as it makes a hole and damages the structure. It can only be considered non-destructive to the extent that concrete can be tested in situ and structural members. In case of big structures like pavements or retaining walls etc., the structure need not to be discarded.

The Windsor probe test is basically a hardness tester and, like other hardness testers, should not be expected to yield accurate absolute values of strength of concrete in a structure. However, like the “Schmidt rebound hammer”, the probe test provides a good method for determining the relative strength of concrete in the same structure or relative strength in different structures without extensive calibration with specific concrete.

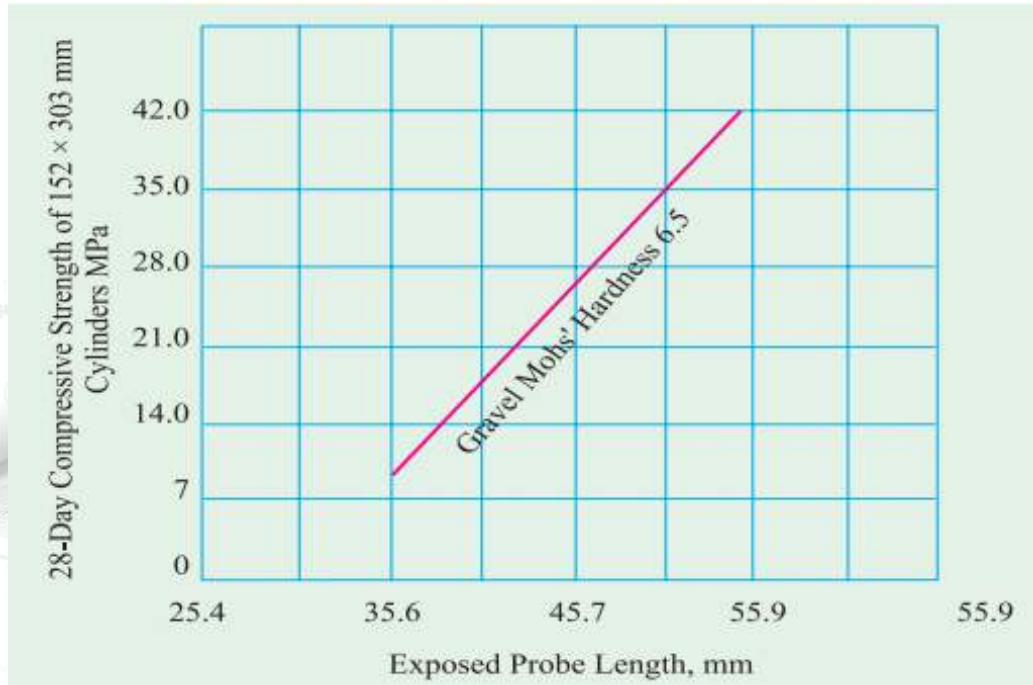
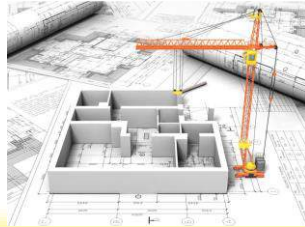


Fig. (5-29) Relationship between exposed probe length and 28-day compressive strength.

5-7-3 Pullout Test:

A pullout test measures the force required to pull out from the concrete a specially shaped rod whose enlarged end has been cast into that concrete, as the details are showing in Fig. (5-30). The stronger the concrete, the more is the force required to pullout. The ideal way to use pullout test in the field would be to incorporate assemblies in the structure.

These standard specimens could then be pulled out at any point of time. The force required denotes the strength of concrete. Another way to use pullout test in the field would be to cast one or two large blocks of concrete incorporating pullout assemblies. Pullout test could then be





performed to assess the strength of concrete. Fig. (5-31) shows the relationship between compressive strength and pullout strength.

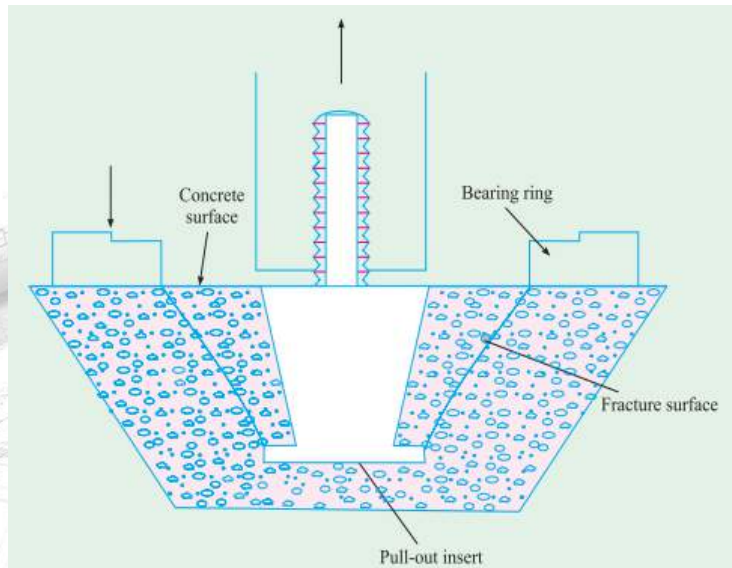


Fig.(5-30) Pullout test details.

Concrete Technology Lectures
2nd Stage/Civil Eng. Department.
Dr. Ammar Saleem Khazaal



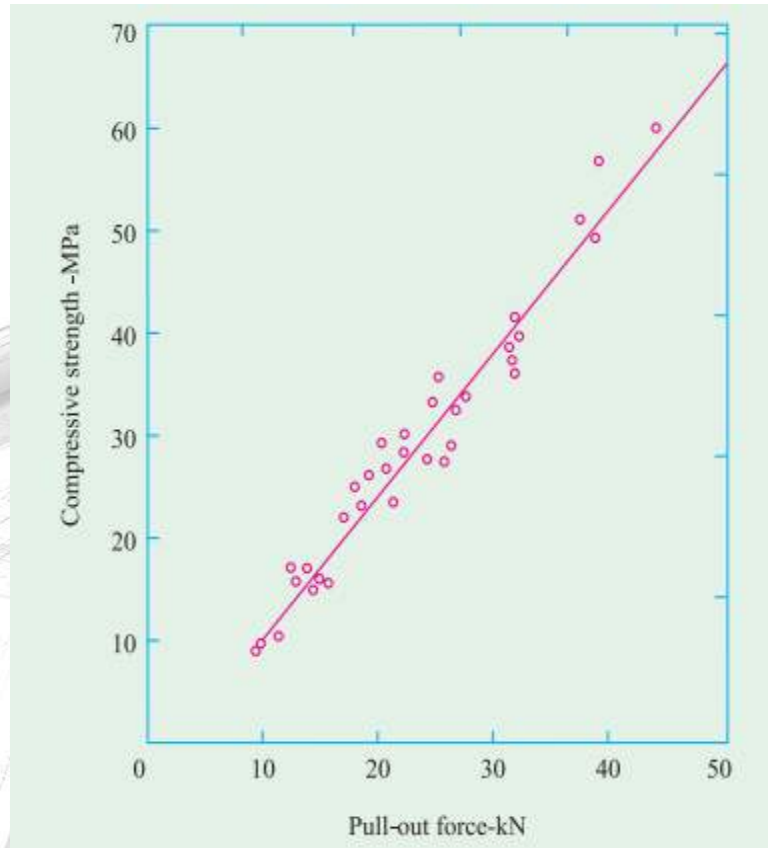


Fig. (5-31) relationship between compressive strength and pullout strength.

5-8 Dynamic or Vibration Methods:

This is the important non-destructive method used in testing concrete strength and other properties. The fundamental principle on which the dynamic or vibration methods are based is velocity of sound through a material. A mathematical relationship could be established between the velocity of sound through specimen and its resonant frequency and the relationships of these two to the modulus of elasticity of the material.





The relationships which are derived for solid mediums considered to be homogeneous, isotropic and perfectly elastic, but they may be applied to heterogeneous materials like concrete.

The velocity of sound in a solid can be measured by determining the resonant frequency of specimen or by recording the time of travel of short pulses of vibration passing through the samples. In non-destructive testing of concrete, either resonance method or pulse velocity techniques could be adopted. Fig. (5-32) shows dynamic methods of testing concrete.

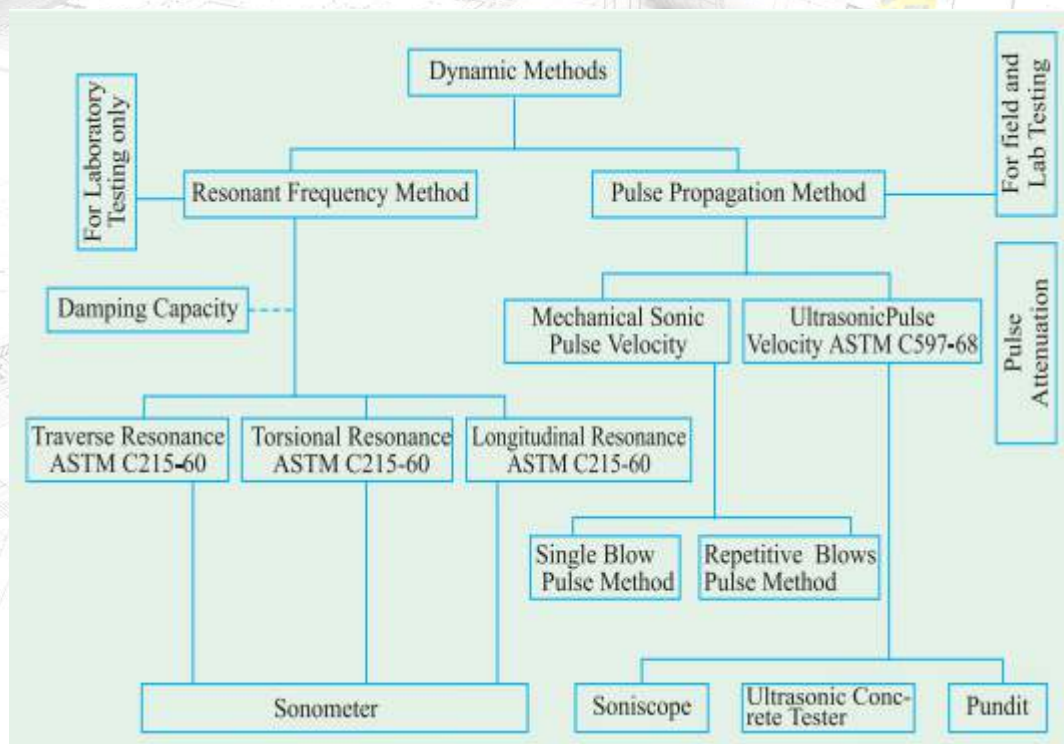


Fig. (5-32) Dynamic methods of testing concrete.





5-8-1 Resonant Frequency Method:

This method is based upon the determination of the fundamental resonant frequency of vibration of a specimen. The resonance is indicated by the point of maximum amplitude for the various driving frequencies generated. The equipment used for this is usually known as “Sonometer”. Resonant Frequency Methods are mostly used in the laboratory.

Usefulness of Resonant Frequency Method:

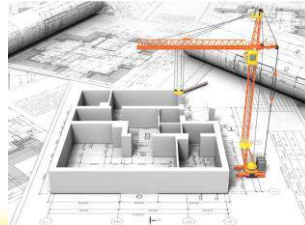
These tests can normally be carried out only on small sized specimens in a laboratory rather than on structural members in the field. The possibility of vibrating structural members at resonance is neither practical nor desirable. The size of specimens in these tests is usually limited to 150×300 mm cylinders or $75 \times 75 \times 300$ mm prisms.

The equations for the calculation of dynamic modulus involve “shape factor” corrections. This necessarily limits the shape of the specimens to cylindrical or prismatical types. Any deviation from the standard shapes can render the the application of shape factor corrections rather complex.

Notwithstanding the above limitations, the resonance tests do provide an excellent means for studying the deterioration of concrete specimens subjected to repeated cycles of freezing and thawing and to deterioration due to acidic and alkali attack. The use of resonance tests in the determination of damage by fire has also been reported.

The resonant frequency test results are often used to calculate dynamic Youngs modulus of elasticity of concrete but the values obtained





are somewhat higher than those obtained with standard static tests carried out at lower rates of loading. The use of dynamic Youngs modulus in design calculations is not recommended.

Various investigators have published correlations between the strength of concrete and its dynamic modulus of elasticity as in Fig. (5-33). The indiscriminate use of such correlations to predict compressive and/or flexural strength of concrete is strongly discouraged unless similar relationships have been established in the laboratory for the particular concrete under investigation.

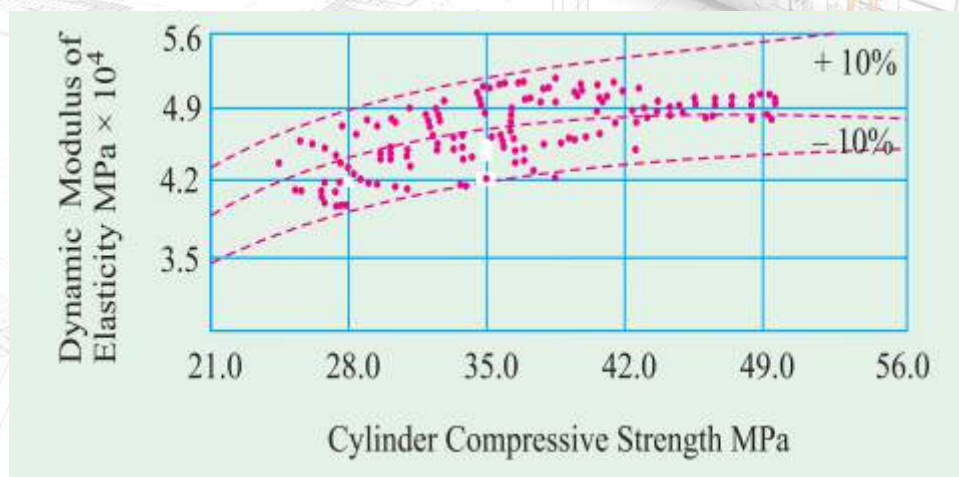


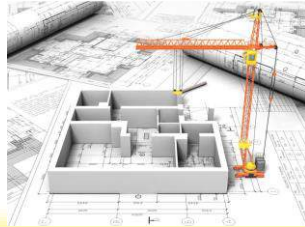
Fig. (5-33) Relationship between cylinder compressive strength and dynamic modulus of elasticity.

5-8-2 Pulse Velocity method:

This can be sub-divided into two parts;

- Mechanical sonic pulse velocity method, which involves measurement of the time of the travel of longitudinal or





compressional waves generated by a single impact hammer blow or repeated blows.

- b) Ultrasonic pulse velocity method, which involves measurement of the time of travel of electronically generated mechanical pulses through the concrete.

Out of these two, the ultrasonic pulse method has gained considerable popularity all over the world. When mechanical impulses are applied to a solid mass, three different kinds of waves are generated. These are generally known as longitudinal waves, shear waves and surface waves. These three waves travel at different speeds. The longitudinal or compressional waves travel about twice as fast as the other two types. The shear or transverse waves are not so fast, the surface waves are the slowest.

The pulses can be generated either by hammer blows or by the use of an electroacoustic transducer. Electroacoustic transducers are preferred as they provide better control on the type and frequency of pulses generated. The instrument used is called "Soniscope".

Ultrasonic pulse velocity method consists of measuring the time of travel of an ultrasonic pulse, passing through the concrete to be tested. The pulse generator circuit consists of electronic circuit for generating pulses and a transducer for transforming these electronic pulses into mechanical energy having vibration frequencies in the range of 15 to 50 kHz. The time of travel between initial onset and the reception of the pulse is measured electronically. The path length between transducer divided by the time of travel gives the average velocity of wave propagation.





Recently battery operated fully portable digitized units have become available in U.K. One such unit is called “PUNDIT” (Portable Ultrasonic Non-destructive Digital-indicating Tester), and it only weighs 3 kg.

5-8-2-1 Techinques of Measuring Pulse Velocity through Concrete:

There are three ways of measuring pulse velocity through concrete, and they are;

- a) Direct transmission.
- b) Indirect transmission.
- c) Surface transmission.

Fig. (5-34) shows the methods of measuring.

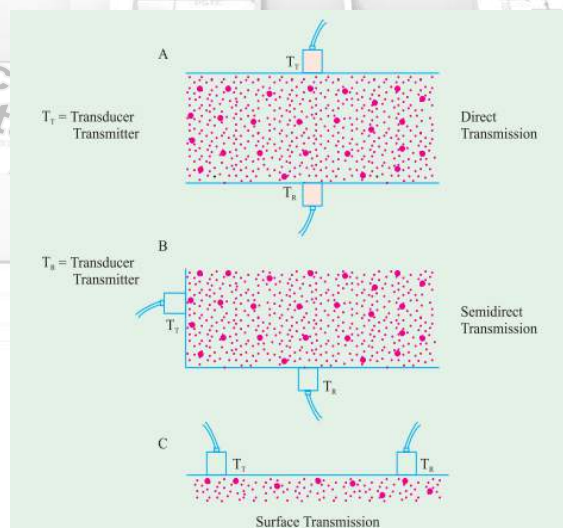
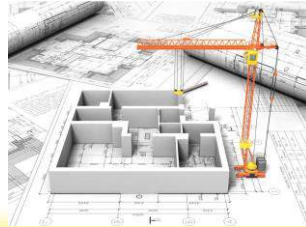


Fig. (5-34) Ways of measuring pulse velocity through concrete.





5-8-2-2 Factors Affecting the Measurement of Pulse Velocity:

The measurement of pulse velocity is affected by a number of factors regardless of the properties of concrete, which are;

1. Smoothness of contact surface under test: It is important to maintain good acoustical contact between the surface of concrete and the face of each transducer. Generally this does not pose any problem because in normal testing sufficient cast surfaces are available for good contact. However, when it is necessary to hold the transducer against an unmoulded surface, for example, the top surface of a test cylinder, it is desirable to smoothen the surface by the use of a carborundum stone and the transducers should be held tightly against the concrete surface. In addition, the use of a coupling medium such as a thin film of oil, soap, jelly, or kaolin glycerol paste should be used.
2. Influence of path length on pulse velocity: As concrete is inherently heterogeneous, it is essential that path length be sufficiently long so as to avoid any errors introduced due to its heterogeneity. In field work, this does not pose any difficulty because pulse velocity measurements are generally carried out on thick structural concrete members, where the path lengths may be anywhere from 300 mm in the case of columns to 23 m in mass gravity dams. However, in the laboratory where generally small specimens are used, the path length can affect the pulse velocity readings.





3. Temperature of Concrete: It has been reported that variations of the ambient temperature between 5 and 30 °C do not significantly affect the pulse velocity measurements in concrete. At temperatures between 30 and 60 °C, there is up to 5% reduction in pulse velocity. This is probably due to the initiation of microcracking in concrete. At below freezing temperature, the free water freezes within concrete thus resulting in an increase in pulse velocity. At 4 °C, an increase of up to 7.5% in the pulse velocity through water-saturated concrete has been reported. The detailed corrections to pulse velocity measurements due to change in temperature are given in Table (5-3).

Table (5-3) Corrections to pulse velocity measurements due to changes in temperature.

Temperature °C	Correction %	
	Air-dried concrete	Watre-saturated concrete
+60	+5.0	+4.0
+50	+3.5	+2.8
+40	+2.0	+1.7
+20	0.0	0.0

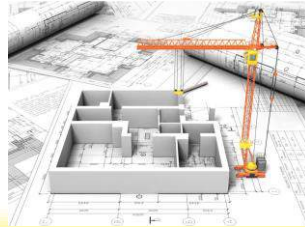




Temperature °C	Correction %	
	Air-dried concrete	Watre-saturated concrete
0	-0.5	-1.0
-4 and below	-1.5	-7.5

4. Moisture Condition of Concrete: In general, pulse velocity through concrete increases with increased moisture content of concrete. This influence is more marked for low strength concrete than high strength concrete. It is considered that the pulse velocity of saturated concrete may be about 2% higher than that of similar dry concrete.
5. Presence of Reinforcing Steel: The presence of reinforcing steel in concrete considerably affects the pulse velocity measurements because pulse velocity in steel is 1.2 to 1.9 times the velocity in plain concrete, thus pulse velocity measurements taken near the steel reinforcing bars may be high and may not represent the true velocity in concrete. generally, it is desirable to choose pulse paths that avoid the influence of reinforcing steel. However, when it is not possible to do so, the measured values have to be corrected by taking into account the proximity of the pulse path to the reinforcing steel, the quantity and orientation of the steel with respect to the propagation path, and the pulse velocity in the concrete. When the axis of reinforcing





bars is perpendicular to the direction of propagation and the quantity of reinforcement is small, the influence of reinforcement on the pulse velocity is generally small. The correction factors are of the order 1-4% depending upon the quality of the surrounding concrete the higher the quality of concrete, the smaller the correcting factor. When the axis of reinforcing bars is parallel to the direction of propagation of the pulse, the influence of reinforcement can not be avoided easily. The pulse velocity measurements can be corrected but correction factors are of approximate nature only, and in case of two-way reinforcement it is almost impossible to make any reliable corrections.

5-8-2-3 Accuracy of Measurement:

It is generally agreed that the ultrasonic concrete tester measures the transit time through small specimens with an accuracy of 0.1 microseconds, for the specimens of the same length the accuracy of measurement for the Soniscope and the Pundit is of the order of 0.5 microseconds. Thus, the former instrument is ideally suited for controlled laboratory studies, whereas the latter is best studied for field investigations where the path lengths are longer.





5-8-2-4 Applications:

The pulse velocity methods have been used to evaluate concrete structure and attempts have been made to correlate the pulse velocity with strength and other properties of concrete. The various applications of the pulse velocity methods are described below;

1. Establishing Uniformity of Concrete: For establishing uniformity of concrete, the ultrasonic concrete tester is an ideal tool for laboratory specimens, whereas the Soniscope and Pundit provide an excellent means for both laboratory and field studies.
2. Establishing Acceptance Criteria: Generally, high pulse velocity reading in concrete is indicative of good quality of concrete. Table (5-4) gives the pulse velocity ratings.

Table (5-4) Suggested pulse velocity for concrete.

Pulse velocity (km/sec.)	General conditions
4.575	Excellent
3.66-4.575	Good
3.05-3.66	Questionable
2.135-3.05	Poor
2.135	Very poor





3. Determination of Pulse Modulus of Elasticity: Theoretically, the values of the pulse modulus of elasticity calculated from the readings obtained with the Soniscope or the ultrasonic concrete tester should be the same as those obtained with resonant frequency techniques. However, this has not been found to be so.

For this reason and also because the modulus of elasticity depends upon density and Poissons ratio, most researchers have attempted to use pulse velocity itself as a criterion of the quality of concrete without attempting to calculate moduli therefrom. If it is desired to compute modulus of elasticity from the pulse velocity, the in below formula is used;

$$E_d = \rho v^2 \frac{(1+\mu)(1-2\mu)}{(1-\mu)}$$

Where,

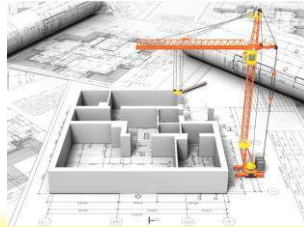
ρ : Density of material (concrete).

v : Pulse velocity.

μ : Poissons ratio.

4. Estimation of Strength of Concrete: Various researchers have attempted to correlate compressive and flexural strength of concrete with pulse velocity. Fig. (5-35) shows the relationship





between pulse velocity and compressive strength for various
aggregate/cement ratio.

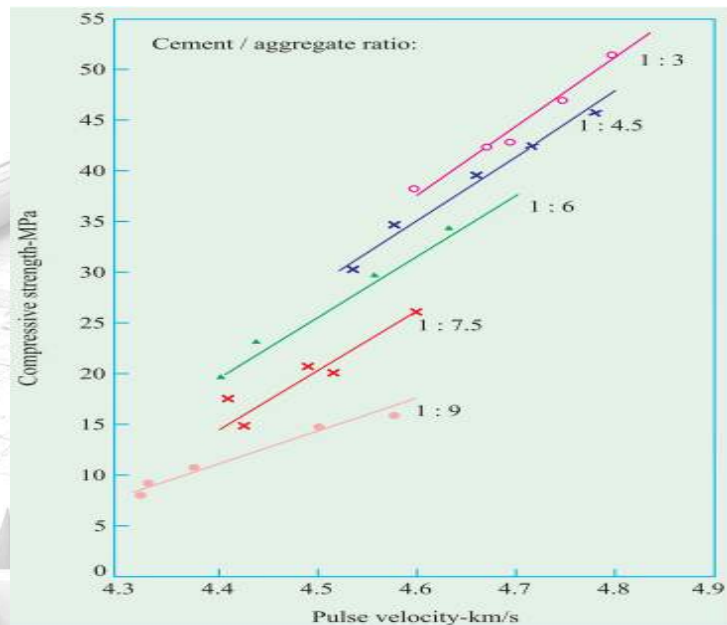
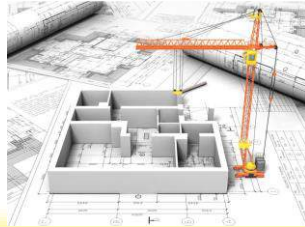


Fig. (5-35) Relationship between pulse velocity and compressive strength for various aggregate/cement ratios.

5. Determination of Setting Characteristics of Concrete: The determination of the rate of setting of concrete by means of the Soniscope has been widely used.
6. Studies on Durability of Concrete: Durability of concrete under freeze-thaw action and the aggressive environments such as sulphate attack and acidic waters, have been studied by various





investigators using the pulse velocity technique to assess damage.

7. Detection of Cracks: The basic principle of crack detection is that, if the crack is of appreciable width and considerable depth, perpendicular to the test path, no signal will be received at the receiving transducer. If the depth of the crack is small compared to the distance between the transducers, the pulse will pass around the end of the crack and the signal is received at the transducer. However, in doing so, it would have travelled a distance longer than the straight line path upon which pulse velocity computations are made. The difference in the pulse velocity is then used to estimate the path length and hence crack depth. Fig. (5-36) shows the principle involved in measurements of crack depth.

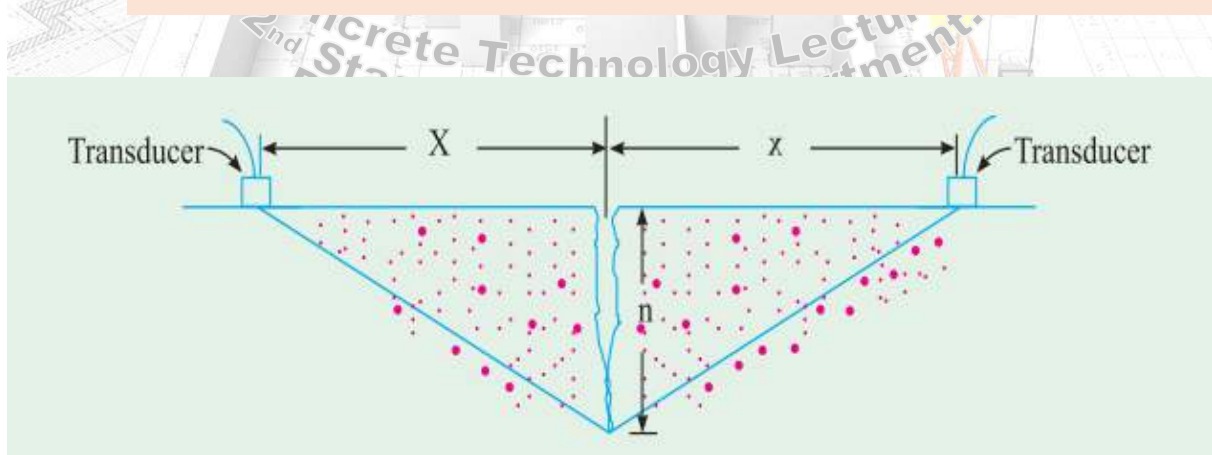


Fig. (5-36) Crack depth determination using pulse velocity technique.





8. Measurement of Deterioration of Concrete due to Fire Exposure: Pulse velocity techniques have been used to estimate the deterioration due to fire. In one of the experiments, prisms of the size $88 \times 102 \times 406$ mm have been exposed to fire for 1 hour at temperatures ranging from 100 to 1000 °C. After the exposure, the specimens were removed from the furnace and allowed to cool to room temperature. Pulse velocity was then measured using the ultrasonic concrete tester, following this, the prisms were tested in flexure. The % of loss in pulse velocity followed very closely the % of loss in flexure strength of test prisms after fire exposure.

Determination of the time of removal of form work can be sometimes assessed by measuring the pulse velocity. Fig. (5-37) shows the relationship between age and pulse velocity for different water/cement ratios. Pulse velocity techniques have also been used for the measurement of thickness of concrete pavements.



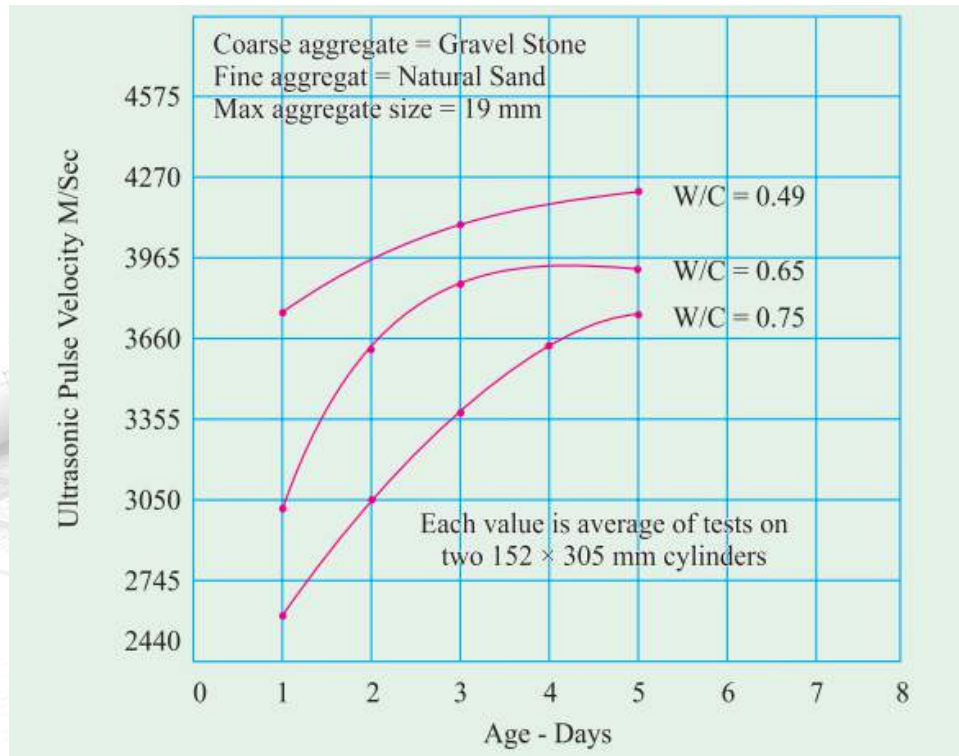
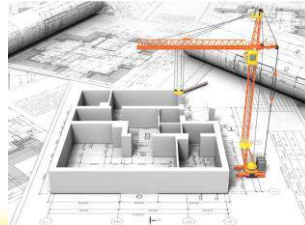
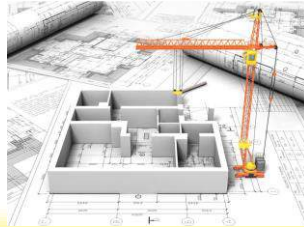


Fig. (5-37) The relationship between age and pulse velocity for different water/cement ratios.

5-8-2-5 Relationship between Pulse Velocity and Static Youngs Modulus of Elasticity:

An empirical relationship between pulse velocity and static Youngs modulus of elasticity is shown in Fig. (5-38). Using this relationship, it may be possible to estimate the value of Youngs modulus elasticity at those points in a structure, where pulse velocity measurements are taken. It may





be remembered that pulse modulus which is called “Dynamic Modulus”.
Dynamic Modulus is invariably higher than static modulus.

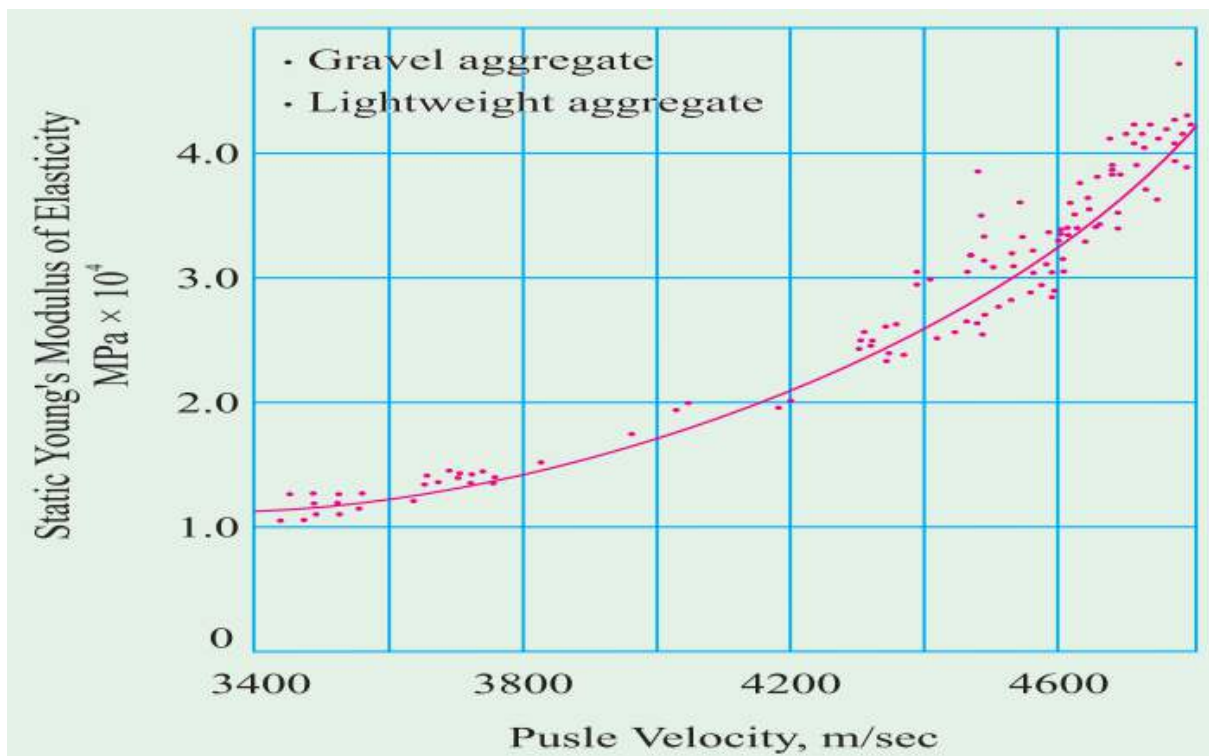
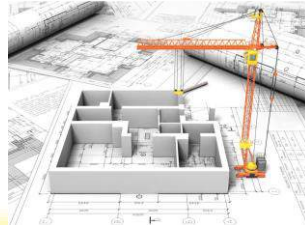


Fig. (5-38) The relationship between pulse velocity and static Youngs modulus of elasticity.

5-9 Combined Methods:

One of the most important objectives of non-destructive methods of testing of concrete is to estimate the compressive strength of concrete in structures. Use of any one method may not give reliable results. Using more than one method at the same time has been found to give reliable results regarding the strength of a structure.





Most popular combination was found to be the ultrasonic pulse velocity method in conjunction with the hardness measurement techniques and Rebound Hammer method. Fig. (5-39) shows the relationship between pulse velocity and Rebound number for various strength of concrete.

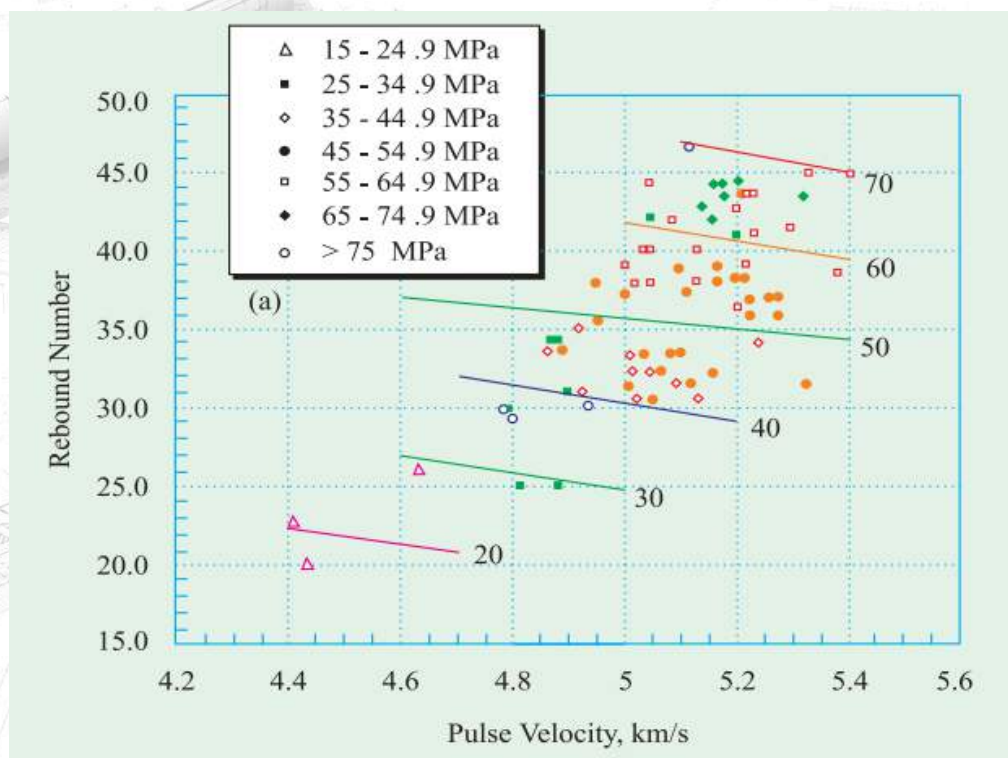
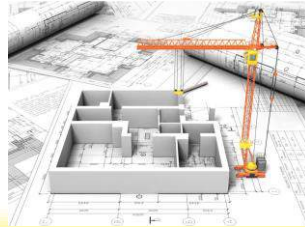


Fig. (5-39) The relationship between pulse velocity and Rebound number.





5-10 Radioactive Methods:

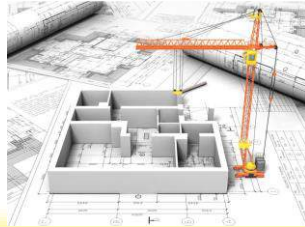
The use of X-rays and Gamma-rays as non-destructive method for testing properties of concrete is relatively new. X-rays and Gamma-rays both components of the high energy region on the electromagnetic spectrum penetrate concrete but undergo attenuation in the process. The degree of attenuation depends on the kind of matter traversed, its thickness, and the wave length of the radiation. The intensity of the incident Gamma-rays and the emerging Gamma-rays after passing through the specimens are measured. These two values are made use of for calculating the density of structural concrete members.

Gamma-rays transmission method has been used to measure the thickness of concrete slabs of known density. Gamma radiation source of known intensity is made to pass and penetrate through the concrete. The intensity at the other face is measured from this thickness of the concrete is calculated.

5-10-1 Nuclear Methods:

Use of nuclear methods for non-destructive measurement of some properties of concrete is of recent origin. Two principal techniques have been reported, namely neutron scattering methods for determining the moisture content of concrete and neutron activation analysis for the determination of cement content. These methods are not suitable for finding out the strength of concrete.





5-10-2 Magnetic Methods:

Battery operated magnetic devices that can measure the depth of reinforcement cover in concrete and detect the position of reinforcement bars are now available. The apparatus is known as cover meter, as shown in Fig. (5-40). This can be used for measuring the cover given in the lightly reinforced sections.

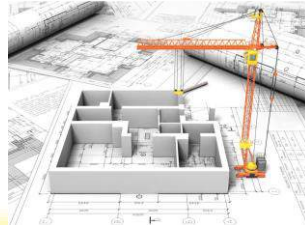


Fig. (5-40) A view of profometer with attached scanner to locate the reinforcement, and to determine spacing, diameter, and concrete cover.

5-10-3 Electrical Methods:

Recently some electrical methods have been employed for determining the moisture content of hardened concrete, tracing of moisture permeation through concrete and determining the thickness of concrete pavements.





The accurate determination of the moisture content of hardened concrete is required in connection with creep, shrinkage, and thermal conductivity studies. The fact that dielectric properties of hardened concrete change with changes in moisture content is made use of in this method.

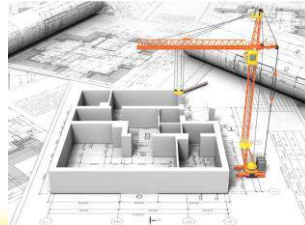
Electrical resistivity methods have been used to find out the thickness of concrete pavements. The method is based on the principle that the material offers resistance to the passage of an electric current. A concrete pavement has a resistivity characteristic that is different from that of the underlying subgrade layers. A change in the slope of the resistivity versus depth curve is used to estimate the depth of concrete pavement.

5-11 Tests on Composition of Hardened Concrete:

Sometimes the dispute regarding the quality of work may arise between contractor and department, and this dispute may be submitted to arbitration. In such cases, it will be necessary that the composition of the hardened cement concrete may be required to be ascertained by chemical analysis;

1. Determination of Cement Content: The method of finding out the cement content is based on the fact that the silicates in Portland cement are much more readily decomposed and made soluble in dilute hydrochloric acid than the solubility of silica contained in the aggregates.





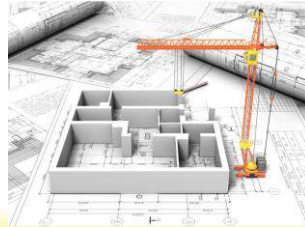
Similarly, the lime contained in cement is much more soluble than lime content in aggregates, with the exception of lime stone aggregates.

The procedure is to crush a representative sample of the concrete and dehydrate it at a temperature of 550 °C for 3 hours. A small portion of the sample is taken and treated with 1:3 hydrochloric acid. The quantity of silica is determined by standard chemical methods.

The filtrate from the silica determination contains soluble calcium oxide from the aggregate and the cement, and further calculations depend on whether or not the aggregate is largely siliceous. If the original aggregate is available its solubility should be tested.

From the contents of soluble silica and calcium oxide the cement content in the original volume of the sample can be calculated using ASTM C85-66 standard method. These results are reliable and can be used to check the cement content of different parts of a structure, e.g., when it is desired to establish whether or not segregation has taken place. The accuracy of the test is, however, lowest for mixes with low cement contents, and, it is often in this type of mix that the exact value of cement content is required. Furthermore, the test depends on the knowledge of the chemical composition of aggregate, which may not be available for testing. When large amounts of both soluble





silica and calcium oxide are liberated from the aggregate, the method is not reliable.

More complex techniques are prescribed by B.S: 1881: Part 6: 1971, but it should be noted that chemical tests are rather, expensive and are used only in resolving disputes, and not as a means of control of the quality of concrete.

2. Determination of the Original Water/Cement Ratio: A method of estimating the water cement ratio that existed at the time of placing of a concrete mix, now hardened, has been developed by Brown. In essence, this involves determining the volume of the capillary pores and the weight of cement and combined water.

A sample of concrete is oven-dried at 105 °C and the air is removed from the pores under vacuum. The pores are then refilled with carbon tetrachloride, whose weight is measured, and hence the weight of the water which originally occupied the pores can be calculated. Since the voids formed through air entrainment are discontinuous they remain filled with air when the vacuum is applied and no water is absorbed in them. The result of the test is thus unaffected by entrained air.

The sample is now broken up, the carbon tetrachloride having been allowed to evaporate, and the aggregate is separated out and weighed. The loss on ignition and the CO₂ content of the remaining fine material are determined, and from these two quantities the weight of combined water can be calculated.





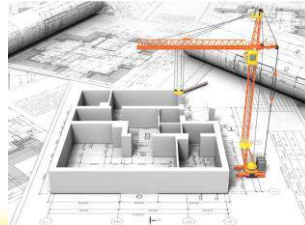
The sum of the combined water and the pore water gives the original mixing water. The quantity of anhydrous cement can also be determined either in conjunction with this test or by the method described earlier and hence the water cement ratio of the mix can be calculated within about 0.02 of the true value. The technique has been developed into a standard method of B.S. 1881: Part 6: 1971.

5-11-1 Physical Method:

Polivka has successfully used a "Point-Count" method on a sawn and varnished surface of a dried concrete specimen to determine its cement content, total aggregate content, and fine/coarse aggregate ratio. The basis of the method is the fact that the relative volumes of the constituents of a heterogeneous solid are directly proportional to their relative areas in a plane section, and also to the intercepts of these areas along a random line. Furthermore, the frequency with which a constituent occurs at a given number of equally spaced points along a random line is a direct measure of the relative volume of that constituent in the solid. Thus point-count by means of a stereo-microscope can rapidly give the volumetric proportions of a hardened concrete specimen.

The aggregate and the voids (containing air or evaporable water) can be identified, the remainder being assumed to be hydrated cement. In order to convert the quantity of the latter to the volume of unhydrated





cement, we have to know the specific gravity of dry cement and the non-evaporable water content of hydrated cement.

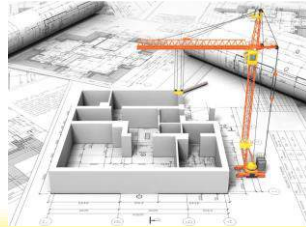
The test determines the cement content of the concrete within 10% but the original water content or voids ratio can't be estimated since no distinction is made in the test between air and water voids.

5-11-2 Accelerated Curing Test:

Concrete is usually tested at the age of 7 and 28 days. Concrete mixes are designed usually for 28 days strength and sometimes for 7 days strength. One will come to know whether the concrete has attained specified strength or not, at the end of 28 or 7 days. At the work site, normally, concrete is placed daily. In some situations concrete is poured daily, over the previously laid concrete, as in the case of columns, retaining walls etc. The progress of laying concrete can't be held up for 28 days or even 7 days until the strength is ascertained. When the concrete strength is known, after 28 days and if it happens to be inferior concrete, not satisfying the required strength, the engineer will be put to an embarrassing situation. Sometimes, it may so happen, that the upper lift may satisfy the strength requirement but the lower one may fail to satisfy the strength requirement.

Some of the suggestions given to overcome such situations are devaluation of work, dismantling of all the works, redesign and reducing the load of the structure above the level of such weak concrete, grouting of





concrete etc. It can be said that none of the above suggestions are satisfactory.

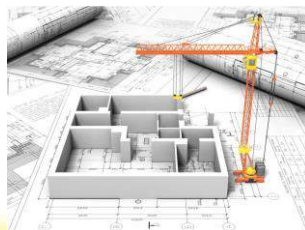
Perhaps, finding out the strength of concrete in 8 hours time and correlating it to 28 days strength is the best method to overcome such situations. If one comes to know, in about 8 hours time, the 28 day strength, if the concrete doesn't satisfy, steps could be taken without any legal complication by replacing the faulty concrete. The problem is only to find out the 28 day strength reliably in about 8 hours.

Many research workers worked in this directions to depict 28 days strength within a short period. Out of all the procedures, accelerated curing test developed by King is considered to be more accurate and easy for adoption.

In this test, standard concrete cubes are made. These cube moulds are covered both on top and bottom by cover plates and sealed with the grease at the contact surface, to prevent escaping of moisture from concrete. Cubes are placed in an airtight oven within 30 minutes of the addition of water and then switched on. The temperature is brought on to 93 °C in about an hour.

The cubes are kept at this temperature for a period of 5 hours. Then the cubes are stripped off and allowed to cool within half an hour. The total time spent is 7 hours. At the end of 7 hours the cube is crushed. Seven or 28 days strength of the concret is deduced from the standard curve established giving the relationship between King's accelerated curing test





results and 7 and 28 days strength. The relationship is shown in Fig. (5-41).

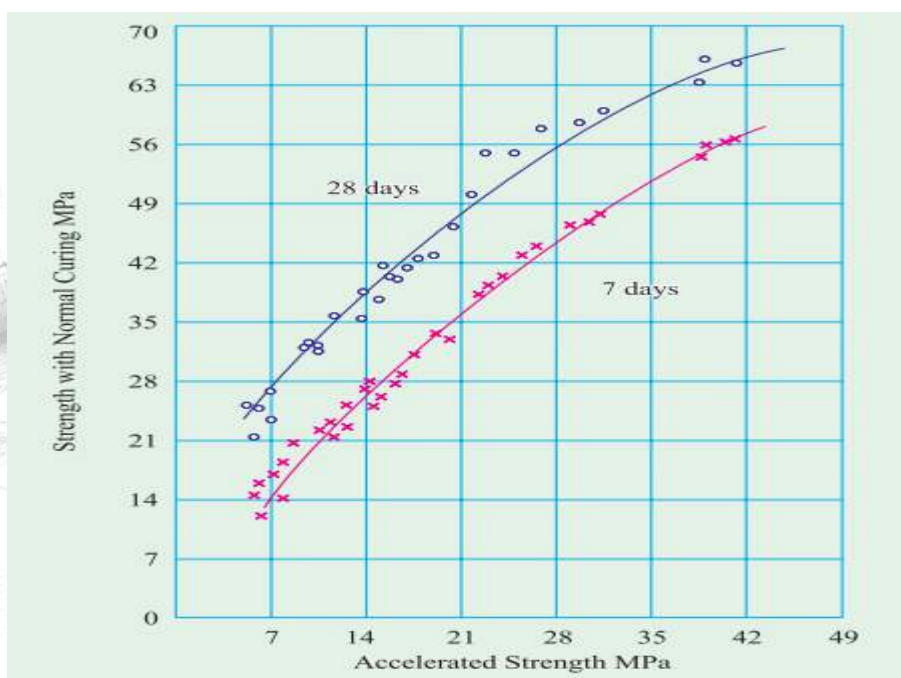
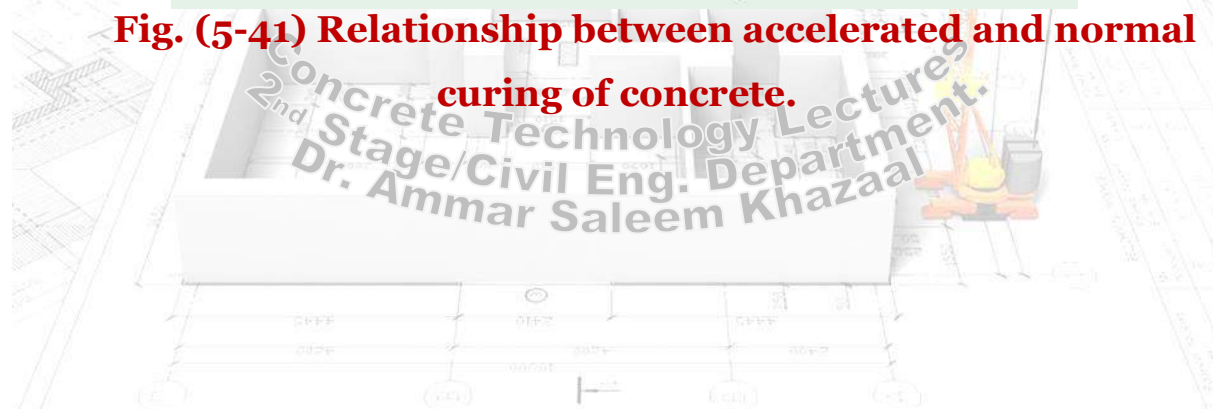
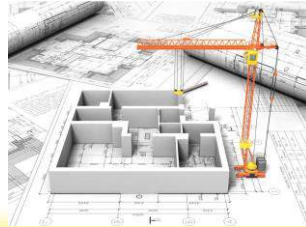


Fig. (5-41) Relationship between accelerated and normal curing of concrete.





الفصل السادس: المرونة، الانكماش، والزحف (Elasticity, Shrinkage, and Creep).

المحاضرة الثالثة والعشرون : معامل المرونة ونسبة بواسون المرونة (نظري، 2 ساعة).

1-6 المرونة، الانكماش، والزحف:

يعالج هذا الفصل الأنواع المختلفة من التشوهات (Deformations) للخرسانة، حيث أن الخرسانة تبدي سلوك مرن (Elastic Behavior) لدرجة محددة.

الانكماش (Shrinkage)، تقلص الخرسانة عند جفافها سواء كانت محملة أو غير محملة.

الزحف (Creep)، هو الزيادة الحاصلة بالأفعال بمرور الوقت تحت تأثير أجهاد مستقر.

2-6 معامل المرونة (Modulus of Elasticity):

هو مقياس للصلابة (Stiffness) أو مقاومة المادة للتشوه، ويتعبّر رياضي هو حاصل ناتج

قسمة الأجهاد المسلط / الأفعال الناتج. تعد المادة مرنة كلياً إذا ظهر الأفعال فيها عند تسليط الأجهاد

وزال بعد رفع الأجهاد عنها، وهذا لا يعني بالضرورة كون العلاقة بين الأجهاد والأفعال خطية إذ قد

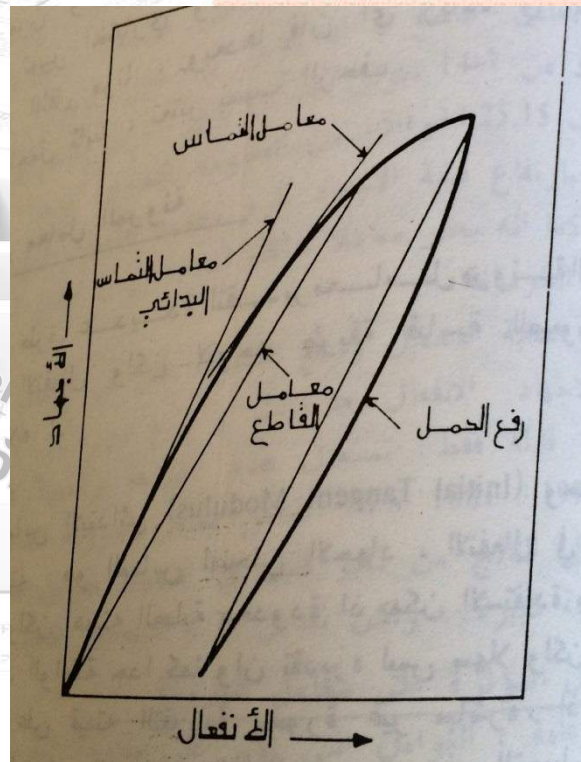
تكون بشكل منحني كما في حالة الصخور والزجاج. وتجدر الإشارة بأن تعبير معامل يونك





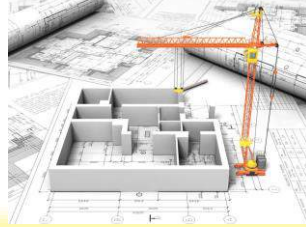
(Young's Modulus) للمرونة يمكن تطبيقه بصورة دقيقة فقط للجزء المستقيم من منحنى الأحماد-الأنفعال.

العلاقة بين الأحماد والأنفعال للخرسانة عند التحميل وبعد رفع الحمل وفي حالتي الأنضغاط والشد موضحة في الشكل (1-6)، وبما أن هذه العلاقة بشكل منحنى فإن ذلك يعني صعوبة قياس أو تحديد معامل المرونة.



شكل (1-6) نموذج منحنى الأحماد-الأنفعال للخرسانة.





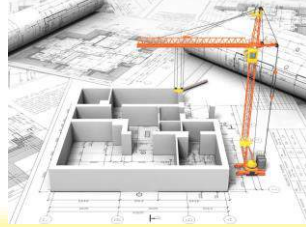
مقدار الأنفعالات ودرجة انحناء هذا المنحني تعتمد جزئياً على معدل سرعة تسليط الأحماد، فعند تسليط الحمل بسرعة عالية تقل الأنفعالات المسجلة بدرجة كبيرة وعندئذ تصبح درجة الانحناء قليلة جداً، زيادة وقت التحميل من 5 ثواني الى 2 دقيقة قد يزيد من الأنفعال بمقدار 15%، ولكن ضمن مدى الوقت اللازم لفحص النموذج في الجهاز (2-10) دقيقة أو حتى لـ 20 دقيقة تكون الزيادة في الأنفعال قليلة جداً.

وكما أشر سابقاً عند بقاء الحمل المسلط أو جزء منه على الأقل ثابتاً فإن الزيادة في الأنفعال تكون بسبب الزحف، ولكن اعتماد الأنفعال الأني (Instantaneous) على معدل سرعة تسليط الحمل يجعل التمييز بين الأنفعال المرن والزحف مهمة صعبة. ولهذا وللأغراض العملية فقد اعتمد على تمييز اختياري وذلك باعتبار الأنفعال الذي يحدث خلال فترة تسليط الحمل مرناً وبعدها فإن أي زيادة في الأنفعال في حالة بقاء الحمل ثابتاً تعد بسبب الزحف.

3-6 قياس معامل المرونة:

هنالك طرق عديدة لتقدير معامل المرونة للخرسانة من منحني الأحماد-الأنفعال، ولكن لا توجد طريقة قياسية للصعوبات الواردة في أعلاه:





1. معامل التماس الابتدائي (Initial tangent Modulus).

هو المماس لمنحني الأجهاد-الأنفعال في نقطة الأصل (Origin) ولكن أهميته العملية محدودة إذ يمكن الاستفادة منه في حدود الأجهادات الواطئة جداً، كما وأن تقديره ليس سهلاً ولكن من الممكن الحصول على قيمته التقريبية بصورة غير مباشرة، حيث أن القاطع (Secant) لمنحني الأجهاد-الأنفعال عند رفع التحميل غالباً ما يكون موازياً للمماس الابتدائي لمنحني التحميل وكما مبين في الشكل (1-6).

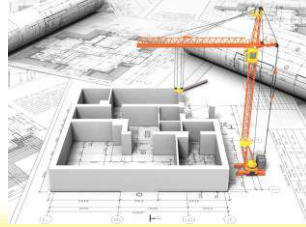
2. معامل التماس (Tangent Modulus).

يمكن تحديد هذا المعامل على منحني الأجهاد-الأنفعال في أي نقطة مطلوبة أو بأي قيمة محددة للأجهاد، ولكن هذا المعامل ينطبق فقط على تغيير قليل جداً للحمل فوق أو تحت الحمل المحدد لقياس معامل التماس ولهذا فإن أهميته العملية محدودة أيضاً. ويمثل هذا المعامل بميلان الخط المرسوم مماساً للمنحني في النقطة المطلوبة، وكما مبين في الشكل (1-6).

3. معامل القاطع (Secant Modulus).

يمثل هذا المعامل بميلان الخط المرسوم من أصل (نقطة الأصل) منحني الأجهاد-الأنفعال إلى أي نقطة على المنحني. لسيت هناك طريقة قياسية لتقدير معامل القاطع، إذ يقاس في بعض المختبرات بمديات مختلفة للأجهاد من 3-14 ميكا نت / ملم²، وفي أحيان أخرى يقاس ضمن مدى الأجهادات التي تمثل النسب 15، 25، 33، و 50% من المقاومة القصوى. ونظراً لنقصان قيمة معامل القاطع





بارتفاع قيمة الأحماد يلزم تحديد الأحماد الذي يقاس عنده معامل القاطع. ويعد معامل القاطع معاملاً ساكناً (Static) ومن أفضل الطرق لتحديد معامل مرونة الخرسانة.

أن تكرر عملية التحميل وعدم التحميل تقلل من الزحف الناتج وبهذا فإن منحني الأحماد-الانفعال بعد ثالث أو رابع دورة من التحميل سيؤدي درجة انحناء قليلة فقط. تستعمل هذه الطريقة والمبينة في المواصفة البريطانية القياسية (B.S. 1881:1970) لقياس معامل المرونة الساكن. أن قياس الانفعال الناتج من تغير قليل في الأحماد سيزيل مقدار كبير من الزحف بدرجة كبيرة ولكن تقدير الانفعال صعب اعتيادياً، وكما مبين في الشكل (1-6).

4-6 العوامل المؤثرة على معامل المرونة:

هناك عدد من العوامل التي تؤثر على معامل المرونة وكما يلي:

1) مقاومة الخرسانة (Strength of Concrete).

أن معامل المرونة يزداد بصورة تقريبية مع الجذر التكعيبي للمقاومة، ويحدد دليل الممارسة البريطاني (C.P 110:1972) العلاقة بين معامل المرونة والمقاومة للخرسانة بالمعادلة التالية عندما تكون كثافة الخرسانة أكبر أو مساوية الى 2300 كغم/م³:

$$E_c = 9.1 \times f_{cu}^{0.33}$$

where;





E_c : Modulus of Elasticity in MN/mm².

f_{cu} : Compressive Strength of Cube in N/mm².

وعندما تكون كثافة الخرسانة (ρ) بين 1400 – 2300 كغم/م³ تكون العلاقة:

$$E_c = 1.7 \times \rho^2 \times f_{cu}^{0.33} \times 10^{-6}$$

أن العلاقة بين معامل المرونة والمقاومة تعتمد على:

1. نسبة الخلط للخرسانة.
2. معامل مرونة الركاب (معامل مرونة الركاب أكبر من معامل مرونة عجيبة السميت).
3. عمر النموذج (في الأعمار المتأخرة يزداد معامل المرونة بمعدل أسرع من المقاومة).
4. رطوبة النموذج (النموذج الرطب يملك معامل مرونة أعلى من النموذج الجاف كما في الشكل 2-6).

كما أن معهد الخرسانة الأمريكي يحدد العلاقة بالشكل التالي:

$$E_c = 43 \times W_c^{1.5} \times \sqrt{f'_c} \times 10^{-6}$$

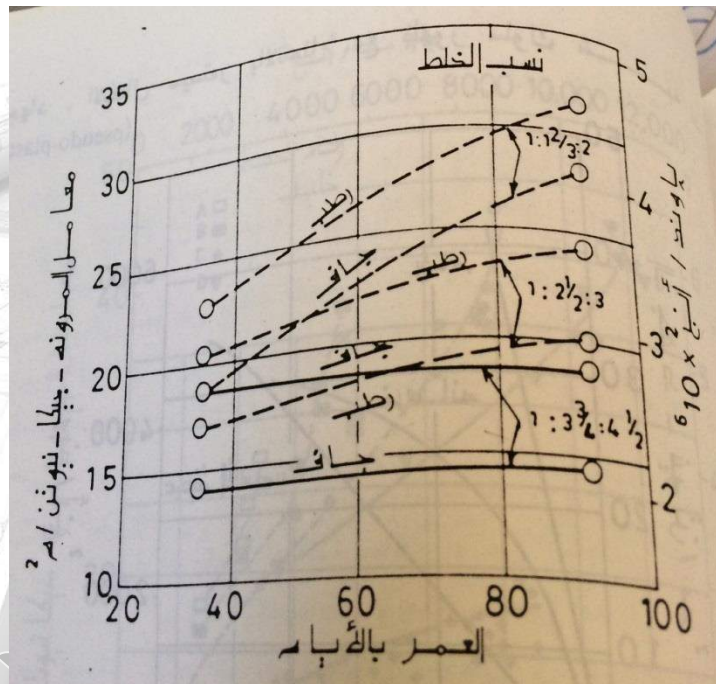
Where;

W_c : Concrete Density in Kg/m³.





f'_c : Concrete compressive strength of cylindrical sample at age of 28 days.



شكل (2-6) تأثير ظروف الرطوبة عند الفحص على معامل القاطع للمرونة (عند 5.5 ميكانت / ملم²) لخلطات خرسانية بأعمار مختلفة.

(2) تأثير نوع الركام.

إذا قورن معامل مرونة الخرسانة الحاوية على ركام خفيف الوزن مع معامل مرونة الخرسانة الاعتيادية وذات المقاومة المساوية، فإن الأول يتراوح عادة ما بين 40-80% من معامل المرونة

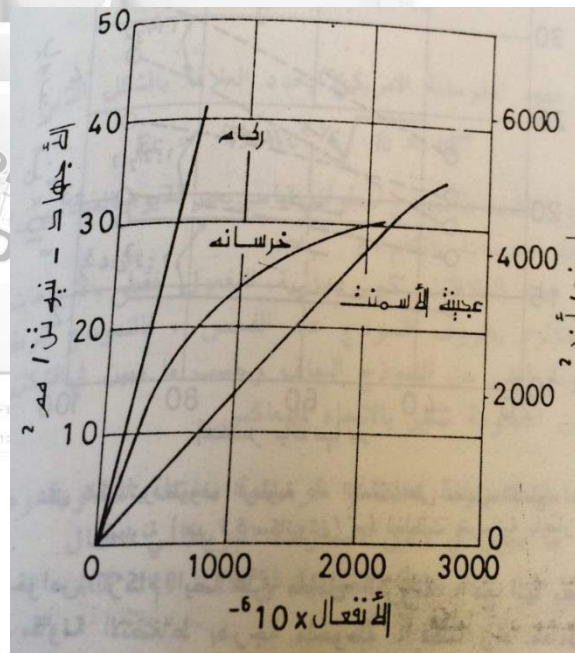




للخرسانة الأعتيادية، كما وأن معامل مرونة خرسانة الركام خفيف الوزن مقارب الى معامل مرونة عجينة السمنت ونتيجة لذلك فإن نسب الخلط لا تؤثر على معامل مرونة خرسانة الركام خفيف الوزن. وبصورة عامة كلما زاد معامل المرونة للركام يزداد معامل المرونة للخرسانة أيضاً.

(3) تأثير شكل حبيبات الركام الخشن وخواصها السطحية.

أن شكل حبيبات الركام يؤثر على قيمة معامل المرونة للخرسانة ودرجة انحناء منحنى الأحماد-الأنفعال. وعند تعرض مكونات الخرسانة (السمنت والركام) للأحماد على أفراد فإن العلاقة بين الأحماد والأنفعال تكون بشكل خط مستقيم كما في الشكل (3-6).



شكل (3-6) العلاقة بين الأحماد-الأنفعال لعجينة السمنت، الركام والخرسانة.





وعند تعريض الخرسانة للأحماد، تكون العلاقة بين الأحماد-الأفعال بشكل منحني بسبب تطور ونمو التشققات تدريجياً على السطوح البينية للركام وعجينة السممت في الخرسانة، مؤدية الى زيادة تدريجية في مقدار الأفعال الناتج، وبذلك يزداد الأفعال بمعدل سرعة أعلى من الأحماد المسلط ويستمر منحني الأحماد-الأفعال بالأنحناء مع ظهور سلوك شبه لدن كما في الشكل (3-6).

(4) ظروف الرطوبة للنموذج عند الفحص.

أن النموذج الرطب يملك معامل مرونة أكبر من النموذج الجاف، في حين أن المقاومة تسلك سلوك معاكس.

(5) درجة حرارة حفظ الخرسانة.

أن درجة حرارة حفظ الخرسانة تؤثر على معامل المرونة للخرسانة بنفس أسلوب تأثيرها على المقاومة ولحد 230 م°. أذن العلاقة بين معامل المرونة والمقاومة لا تتأثر بدرجة الحرارة التي تحفظ فيها، وعندما تكون مقاومة الخلطات الخرسانية متساوية فإن معامل المرونة يكون أكبر كلما أنخفضت درجة الحرارة المبكرة للمعالجة، حيث أن الخرسانة المعالجة بالبخر تملك معامل مرونة أقل من معامل المرونة للخرسانة المعالجة بالطريقة الرطبة وذات نفس المقاومة.





5-6 معامل المرونة الحركي (Dynamic Modulus of Elasticity):

لتعيين معامل المرونة الحركي يتم تسليط اهتزاز خلال نموذج خرساني بهيئة اسطوانة أو عتبة، ومن ثم قياس مقدار الذبذبات وأحتساب قيمته من معادلة رياضية خاصة. وبما أن مقدار الأحماد المبذول للاهتزاز في النموذج قليل جداً أو مهملاً، فإن معامل المرونة الحركي يرجع الى تأثيرات مرنة بصورة محضة تقريباً وأنه غير متأثر بالزحف، ولهذا السبب فإن هذا المعامل يكون مساوياً الى معامل التماس الابتدائي المحسوب بالفحص الساكن بصورة تقريبية وأكبر بكثير من قيمة معامل القاطع. دليل الممارسة البريطاني لأعمال الخرسانة (CP 110:1972) يعطي العلاقة التالية بين معاملي المرونة الساكن والحركي بوحدات جيكا نت/م².

$$E_c = 1.25 \times E_d - 19$$

علماً أن العلاقة أعلاه لا تنطبق على الخرسانة الحاوية على:

- ركام خفيف الوزن.
- محتوى سمّنت أكثر من 500 كغم/م³.





6-6 نسبة بواسون (Poisson's Ratio):

هي النسبة بين (الأفعال الجانبي / الأفعال المحوري) ضمن مديات المرونة، حيث يستعمل الأفعال المحوري في حسابات تصاميم المنشآت المختلفة. تتراوح نسبة بواسون بين 0.11 – 0.21 للخرسانة الأعتيادية وخفيفة الوزن، وقد تنخفض في الخرسانة ذات المقاومة العالية أو ترتفع بتقدم عمر الخرسانة ولحد عمر سنة واحدة أو سنتين. تزداد نسبة بواسون سريعاً تحت تأثير الأحمال العالية بسبب التشققات الحاصلة داخل النموذج.





الفصل السادس: المرونة، الانكماش، والزحف (Elasticity, Shrinkage, and Creep).

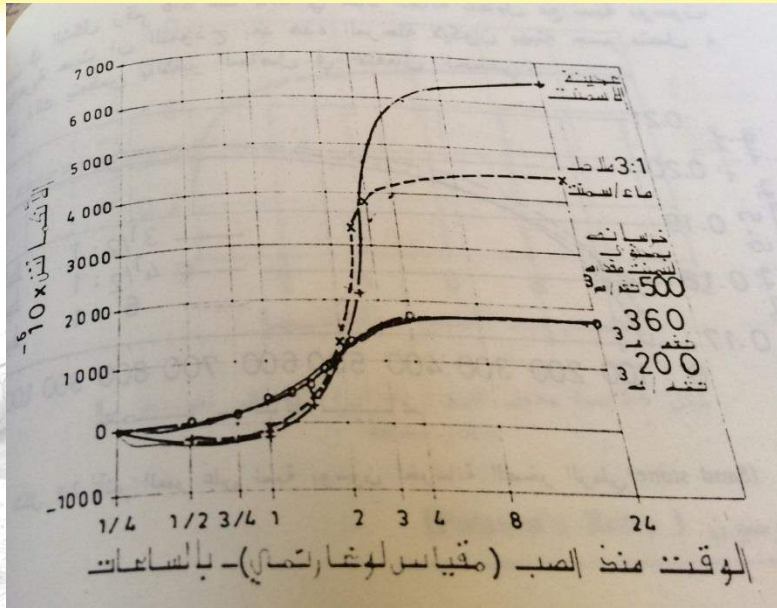
المحاضرة الرابعة والعشرون : التغيرات الحجمية، الانتفاخ، والانكماش (نظري، 2 ساعة).

7-6 التغيرات الحجمية المبكرة (Early Volume Changes).

أن أحد التغيرات الحجمية قبل مرحلة التجمد هو الانكماش اللدن، حيث أن الخرسانة اللدنة تعاني تقلصاً حجمياً بمقدار 1% من الحجم المطلق للسمنت الجاف. العوامل المؤثرة على الانكماش اللدن. أن العوامل التي تؤثر على الانكماش اللدن هي:

1. فقدان الماء بسبب تبخره من سطح الخرسانة أو بسبب امتصاصه من الخرسانة الجافة من الأسفل، مما يؤدي الى زيادة حدة الانكماش اللدن وبالتالي ظهور التشققات السطحية. ويمكن تقليل هذه التشققات بمنع تبخر الماء كلياً من سطح الخرسانة بعد انتهاء عملية الصب.
2. كمية السمنت في الخليط، حيث يزداد الانكماش اللدن بزيادة محتوى السمنت في الخليط كما في الشكل (4-6).





شكل (4-6) تأثير محتوى السمنت في الخليط على الانكماش المبكر الحاصل في

هواء درجة حرارته 20 م° ورطوبته النسبية 50% وسرعة الرياح 1م/ثا.

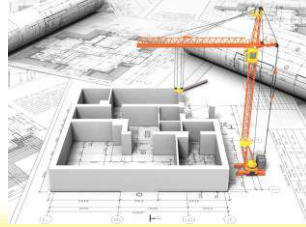
3. درجة الأمهة، حيث يزداد الانكماش اللدن بالتصلب المبكر للخرسانة.

4. قابلية النضوح للخرسانة، حيث يقل الانكماش اللدن بزيادة قابلية النضوح للخرسانة.

تحدث التغيرات الحجمية أيضاً بعد مرحلة التجمد وهي الانكماش الذاتي أو تغيير الحجم الذاتي

(Autogenous Shrinkage) والانتفاخ (Swelling).





1-7-6 الانكماش الذاتي (Autogenous Shrinkage):

يحصل عند عدم السماح بانتقال الماء من وإلى الخرسانة ويحدث في داخل الكتلة الخرسانية الضخمة، ويقدر بحوالي $40 * 10^{-6}$ بعد شهر و $100 * 10^{-6}$ بعد 5 سنوات مقاساً كأفعال خطي. يزداد الانكماش الذاتي بارتفاع درجة الحرارة وزيادة محتوى السمنت ونعومته. الانكماش الذاتي يكون قليلاً نسبياً ولا حاجة لتمييزه عن انكماش الجفاف (الشامل لتغير الحجم الذاتي) عدا في حالة الكتل الخرسانية الضخمة.

2-7-6 الانتفاخ (Swelling):

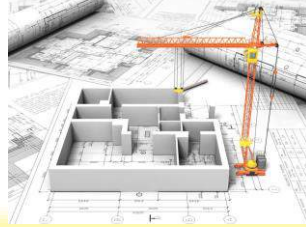
عند معالجة الخرسانة باستمرار بالماء بدءاً من وقت الصب، تبدي الخرسانة زيادة في الحجم (انتفاخ)، حيث يحدث الانتفاخ نتيجة لأمتصاص الماء من قبل جل السمنت ومن ثم تعمل جزيئات الماء ضد قوى التماسك، وتميل لأبعاد جسيمات الجل عن بعضها البعض ضغطاً انتفاخياً، وكذلك دخول الماء يقلل من الشد السطحي للجل مؤدياً إلى تمدد إضافي قليل.

3-7-6 انكماش الجفاف (Drying Shrinkage):

يحصل بسبب انسحاب الماء من الخرسانة الموضوعة في هواء غير مشبع، أن آلية الانكماش

(Mechanism of Shrinkage) يمكن وصفها بما يلي:





1. الخطوة الأولى هي فقدان الماء الطليق المتواجد في المسامات الشعرية والذي يسبب جزءاً قليلاً جداً من الانكماش.
2. باستمرار الجفاف يزول الماء الملتصق بسطح جسيمات الجمل.
3. التغير في حجم عجينة السمنت غير المقيدة مساوياً بصورة تقريبية لفقدان غلاف مائي سمكه جزيئة ماء واحدة من سطح جميع جسيمات الجمل، ويكون التغير الطولي عند حصول الجفاف الكلي بحدود 10,000 * 10⁻⁶.

4. قد يعود الانكماش أو جزء منه الى إزالة الماء المتحد كيميائياً مع السمنت، حيث أن هايدرات سليكات الكالسيوم تعاني تغيراً في البعد البيني لفراغات النظام التشابكي من 14 الى 9 أنكستروم عند الجفاف، وكذلك C_3A (سلفو ألومينات الكالسيوم المائية) تبدي سلوكاً مماثلاً.

هناك بعض الدراسات تشير الى أن السبب الرئيسي للانكماش هو التغير في البنية الفيزيائية للجمل وليس في الصفات الكيميائية أو المعدنية.





1-3-7-6 العوامل المؤثرة على أنكماش الجفاف:

(1) محتوى الركام في الخليط.

يعد محتوى الركام في الخليط من أهم العوامل المؤثرة على الأنكماش حيث يقيد مقدار الأنكماش المتوقع فعلياً. أن نسبة الأنكماش في الخرسانة (S_c) الى الأنكماش في عجينة السمنت الخاصة (S_p) تعتمد على محتوى الركام في الخرسانة (a)، وكما مبين في العلاقة التالية:

$$S_c = S_p (1-a)^n$$

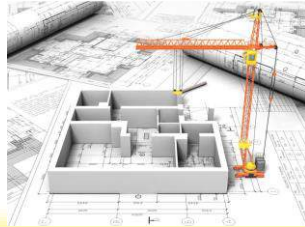
والقيم الفعلية لـ n تتغير من 1.2 – 1.7 بسبب تخفيف الأحماد في عجينة السمنت نتيجة الزحف.

(2) مقاس وتدرج الركام.

مقاس وتدرج الركام لوحده لا يؤثر على مقدار الأنكماش ولكن الركام الأكبر مقاساً يسمح بأستعمال كمية أقل من السمنت وهذا يعني أنكماش أقل. أن تغير المقاس الأقصى للركام من 6.3 ملم الى 152 ملم يعني أنه من الممكن رفع محتوى الركام من 60-80% من الحجم الكلي للخرسانة وهذا يقلل الأنكماش الى الثلث.

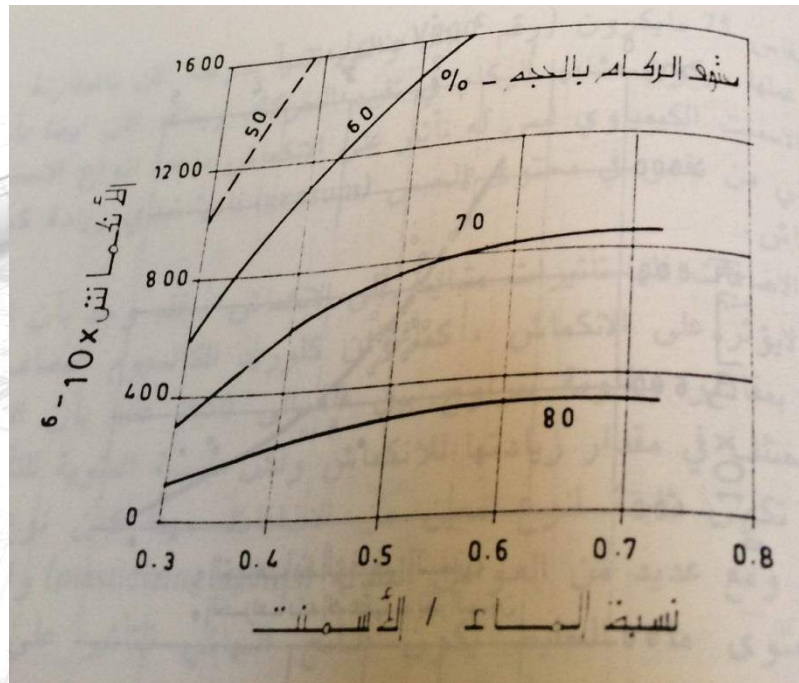
(3) التأثير المزدوج لنسبة الماء / المواد السمنتية ومحتوى الركام.





أن التأثير المزدوج لنسبة الماء/ المواد السمنتية ومحتوى الركام يمكن توضيحه بالشكل (5-6)

أدناه:



شكل (5-6) تأثير نسبة الماء/ المواد السمنتية ومحتوى الركام على الأنكماش.

(4) الخواص المرنة للركام.

أن الخواص المرنة للركام تحدد درجة التقييد المبداء، على سبيل المثال الركام الحديدي يؤدي الى أنكماش أقل بمقدار الثلث من الركام الأعتيادي لكونه ذو معامل مرونة أعلى. والحجر الطيني الرخو يؤدي الى أنكماش أكبر بمقدار الثلث من الركام الأعتيادي لكونه ذو معامل مرونة أقل، في





حين أن الركام خفيف الوزن يؤدي الى أنكماش أعلى من الركام الاعتيادي لكونه ذو معامل مرونة واطئ.

(5) وجود الطين.

أن وجود الطين في الركام يقلل من قابليته لتقييد الانكماش، وبما أن الطين نفسه معرض للانكماش، فإن الركام المحاط بغلاف من الطين يزيد من مقدار الانكماش بـ 70%.

(6) تأثير خواص السمنت.

أن تأثير خواص السمنت على أنكماش الخرسانة يكون قليل وكالتالي:

1-6 نوعمة السمنت، الحبيبات التي يكون مقاسها أكبر من 75 مايكرون يكون

سلوكها مشابهاً للركام في تقييد الحركة.

2-6 التركيب الكيميائي للسمنت، ليس له تأثير على الانكماش عدا أنواع السمنت

التي تعاني من نقص في محتوى الجبس فأنها تبدي زيادة في الانكماش.

(7) تأثير المضافات.

أن للمضافات تأثير متباين على الانكماش وكما يلي:

1-7 مضافات الهواء المقصود، لاتؤثر على الانكماش.





2-7 المضافات المسرعة للتجمد، تزيد الانكماش بمقادير متفاوتة تتراوح ما بين 10-

50% مثل CaCl_2 .

3-7 العوامل المدنة، مع أنها تسمح بتقليل محتوى ماء الخلط يكون تأثيرها النهائي

على الانكماش معدوماً.

4-7 المضافات الأخرى، تختلف في تأثيراتها على الانكماش.

(8) تأثير المعالجة.

أن تأثير المعالجة على مقدار الانكماش يكون قليلاً، وزيادة كمية السمنت المتينة يقل مقاس حبيبات السمنت غير المتينة والتي تقيد حركة الانكماش. أن أطالة فترة المعالجة يؤدي الى انكماش أكبر ولكن عجينة السمنت تصبح أقوى وبمقدورها احتواء جزء أكبر من الانكماش وبدون تشقق.

(9) تأثير العمر.

يحدث الانكماش على مدى طويل وكما مبين في الشكل (6-6). وأن معدل سرعة الانكماش يتناقص سريعاً بعد مرور الوقت وكالتالي:

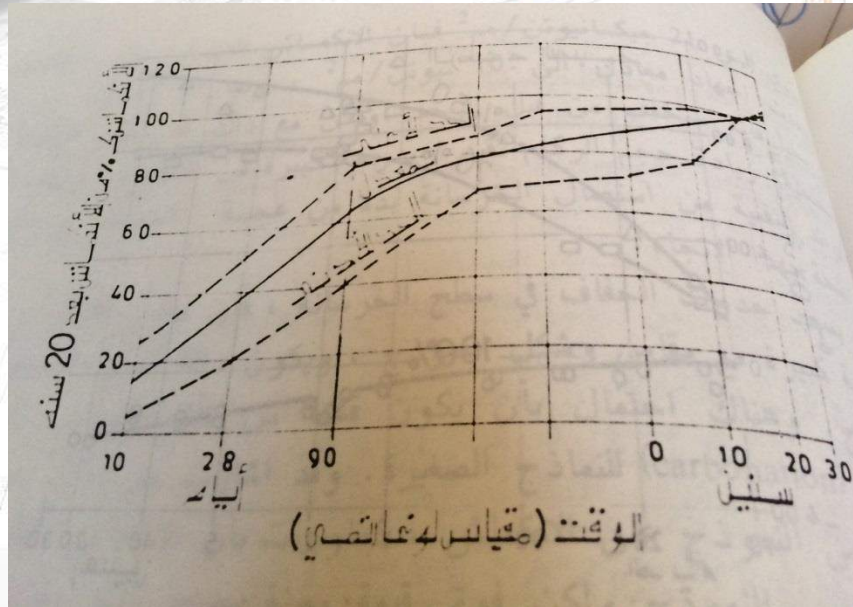
(i) 14 – 34 % من الانكماش الكلي لفترة 20 سنة يحدث في
أسبوعين.





(ii) 40 – 80 % من الانكماش الكلي لفترة 20 سنة يحدث في 3 أشهر.

(iii) 66 – 85 % من الانكماش الكلي لفترة 20 سنة يحدث في سنة واحدة.



شكل (6-6) مدى منحنيات الانكماش-الزمن لأنواع مختلفة من الخرسانة المحفوظة بنسبتين من الرطوبة النسبية 50% و 70%.



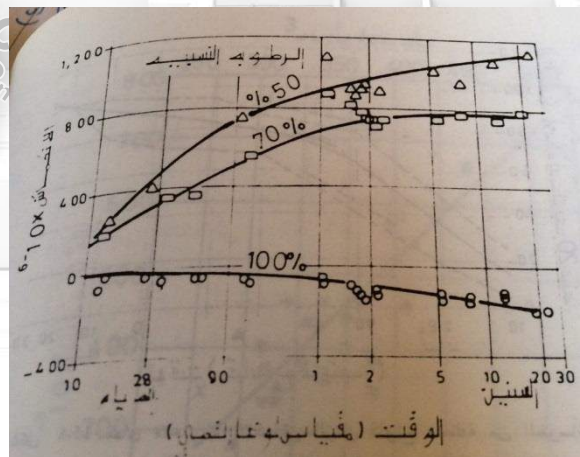


(10) تأثير معدل سرعة الجفاف.

الأنكماش لا يعتمد بدرجة كبيرة على معدل سرعة الجفاف ماعدا في حالة نقل الخرسانة بصورة مباشرة من الماء الى محيط ذو رطوبة نسبية واطئة مما يؤدي الى تشقق الخرسانة. والجفاف السريع لا يسمح بتخفيف أجهادات الأنكماش بالزحف مما يؤدي الى حدوث تشققات واضحة.

(11) تأثير الرطوبة النسبية.

أن الرطوبة النسبية تؤثر بدرجة كبيرة على الأنكماش كما في الشكل (6-7)، حيث أن الأنكماش يكون عالي مقارنة مع الانتفاخ بالماء، في حين أن الانتفاخ يكون أصغر بـ 6 مرات من الأنكماش في الهواء برطوبة نسبية مقدارها 70%، وأصغر بـ 8 مرات من الأنكماش في الهواء برطوبة نسبية مقدارها 50%.



شكل (6-7) العلاقة بين الأنكماش والزمن لخرسانة محفوظة بمختلف درجات الرطوبة النسبية.





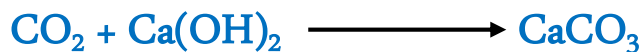
4-7-6 الانكماش المتباين (Differentiated Shrinkage):

قد يحدث فقدان الرطوبة من سطح الخرسانة مؤدياً الى حدوث تدرج في رطوبة النموذج الخرساني وبهذا سوف يتعرض الى انكماش متباين، يمتد الانكماش تدريجياً من السطح الجاف الى داخل الخرسانة ولكن بصورة بطيئة. أن وصول الجفاف الى عمق 75 ملم يستغرق مدة 30 يوماً، و 10 سنوات ليصل الى عمق 600 ملم.

أن مقدار الانكماش يتغير مع مقاس وشكل النموذج ويكون دالة لنسبة الحجم / السطح، وبينت بعض الدراسات بأن الانكماش المحدود يقل بزيادة مقاس النموذج ولكن فوق قيمة معينة يصبح ثابتاً، على سبيل المثال النماذج ذات المقطع I تبدي انكماشاً أقل من تلك الأسطوانية وذات نفس نسبة الحجم / السطح وذلك بسبب الاختلاف الحاصل بمعدل المسافة التي يجب أن يقطعها الماء لوصوله للسطح.

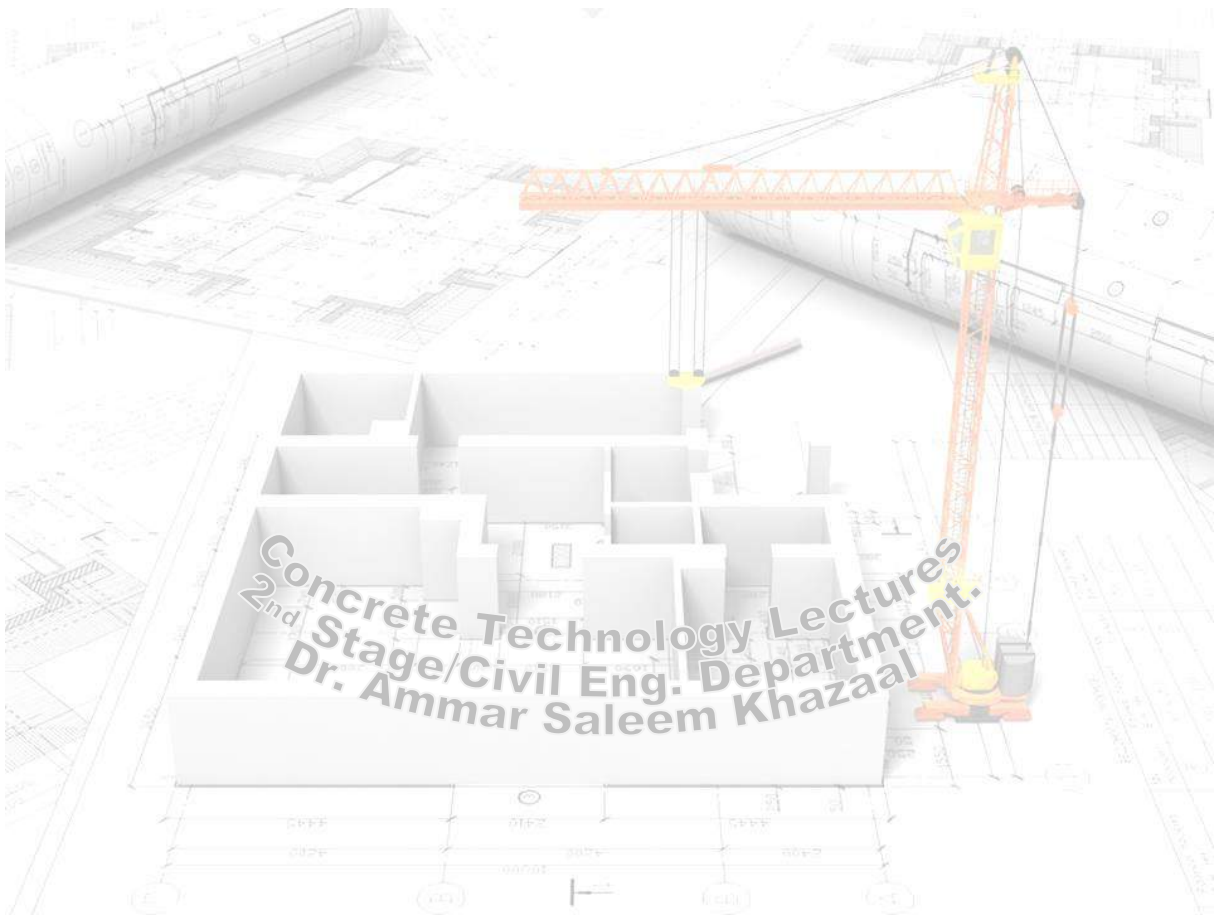
5-7-6 انكماش الكربنة (Carbonation Shrinkage):

هو الانكماش الحاصل نتيجة لتأثير التشبع بغاز ثاني أكسيد الكربون (CO₂) حيث يتفاعل غاز ثاني أكسيد الكربون الموجود في الجو وبوجود الرطوبة مع مركبات السمنت المتيئة مكوناً كربونات الكالسيوم كما في المعادلة الكيميائية أدناه:





أن معدل سرعة الكربنة يعتمد على محتوى الرطوبة في الخرسانة والرطوبة النسبية للوسط
المحيط بها، إضافة الى مقاس النموذج.





الفصل السادس: المرونة، الانكماش، والزحف (Elasticity, Shrinkage, and Creep).

المحاضرة الخامسة والعشرون : الزحف (نظري، 2 ساعة).

8-6 الزحف في الخرسانة (Creep of Concrete):

هو الزيادة الحاصلة في الأفعال بمرور الوقت تحت تأثير أجهاد مستقر كما موضح في الشكل (8-6)، ومن الممكن التعبير عن الزحف في عنصر خرساني مجهد بالنقصان الحاصل في الأجهاد بصورة تدريجية.

لنموذج جاف ومحمل:

- الزحف = الزحف الأصلي (ناتج عن التحميل) + زحف الجفاف (ناتج عن الجفاف).
- التشوه الكلي = الزحف + الانكماش.

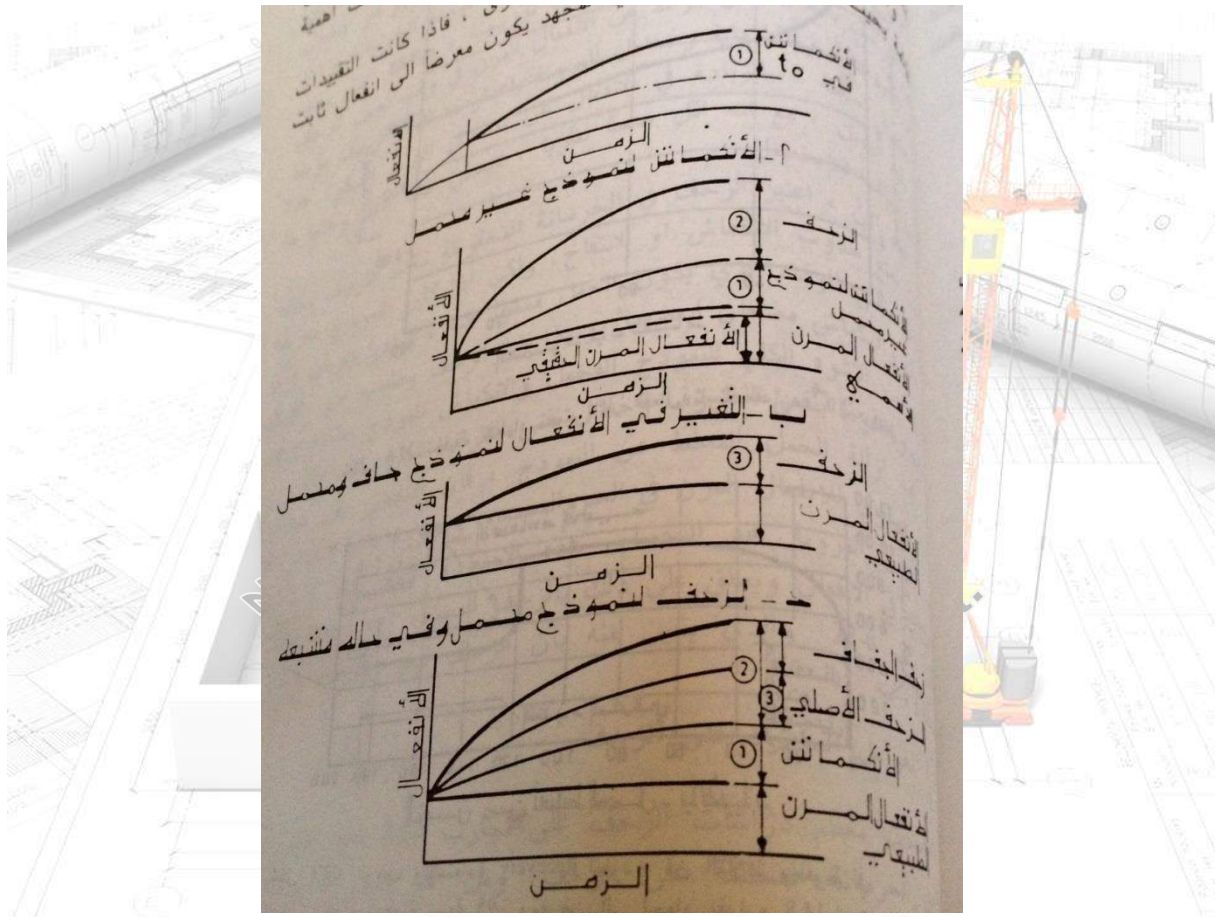
أذن الزحف = التشوه الكلي للنموذج الجاف والمحمل - الانكماش لنموذج مشابه وغير محمل

ومحفوظ بنفس الظروف وخلال نفس الفترة.



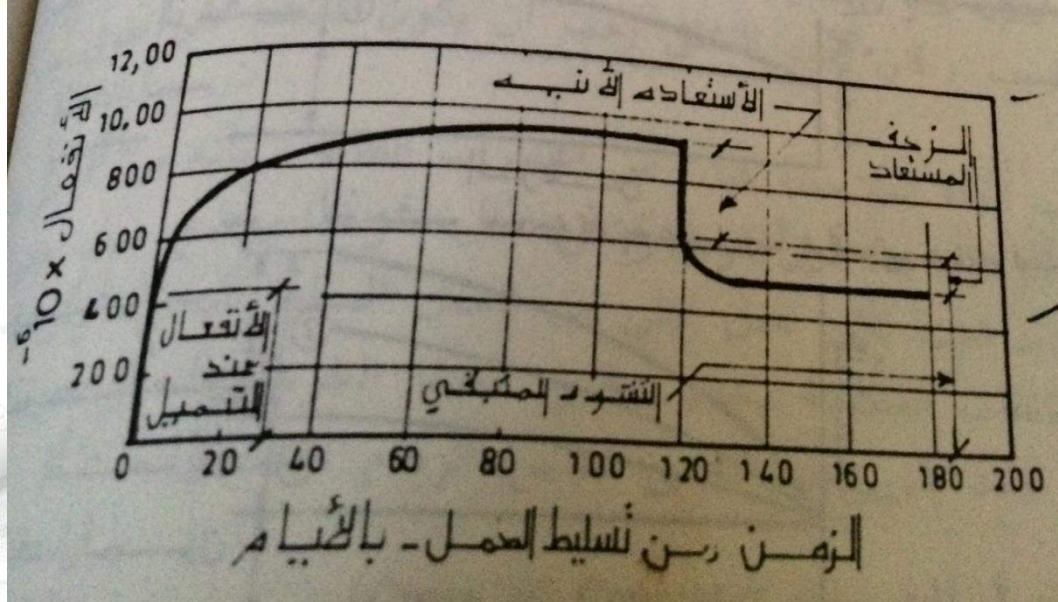


وعند إزالة الحمل المسلط على النموذج يقل الأفعال مباشرة بمقدار مساوي للأفعال المرن في
العمر المحدد (الاستعادة الأنية). والاستعادة الأنية تتبع بأنخفاض تدريجي في الأفعال يطلق عليه
الزحف المستعاد (Creep Recovery) كما موضح في الشكل (6-9).



شكل (6-8) التشوهات المعتمدة على الزمن في خرسانة معرضة لتحميل مستمر.





شكل (6-9) الزحف والاستعادة (Creep & Recovery) لنموذج من الملاط محفوظ في هواء برطوبة نسبية 95% ومعرض الى أجهاد مقداره 14.8 ن/م² ومن ثم رفع الأجهاد عنه.

1-8-6 العوامل المؤثرة على الزحف:

أن العوامل المؤثرة على الزحف هي كالآتي:

(1) الرطوبة النسبية للوسط المحيط بالخرسانة.

يزداد الزحف بانخفاض الرطوبة النسبية لخرسانة معينة، كما في الشكل (6-10) حيث عولجت جميع النماذج بمحيط مشبع (رطوبة نسبية 100%) وحملت فيما بعد وعرضت الى نسب مختلفة من الرطوبة. هذا النوع من المعالجة يؤدي الى:

1. اختلاف كبير في أنكماش النموذج (خلال المراحل المبكرة بعد تسليط الحمل).

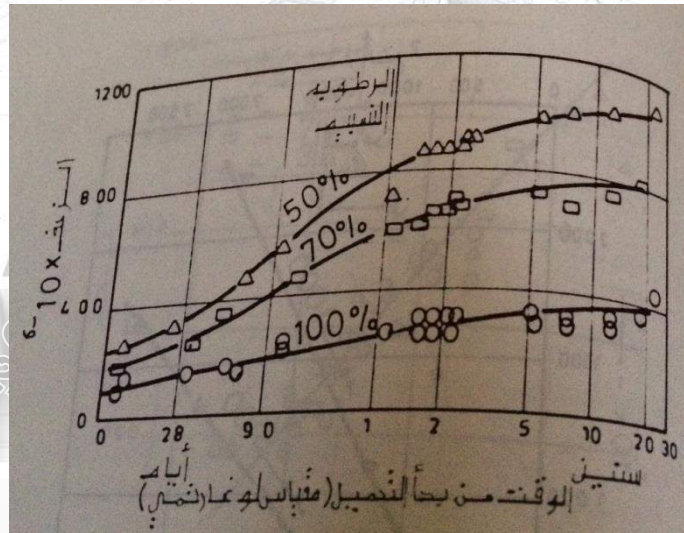




2. أختلاف كبير في معدلات الزحف للنماذج (خلال المراحل المبكرة بعد تسليط الحمل).

3. أختلاف بسيط في معدلات الزحف للنماذج (في الأعمار المتأخرة).

وكخلاصة أخيرة فإن جفاف الخرسانة عندما تكون تحت تأثير حمل مستمر يزيد الزحف بسبب زحف الجفاف الأصلي.



شكل (6-10) زحف الخرسانة المعالجة بمحيط مشبع بالرطوبة لمدة 28 يوماً، وقد حملت فيما بعد وحفظت بنسب مختلفة من الرطوبة.



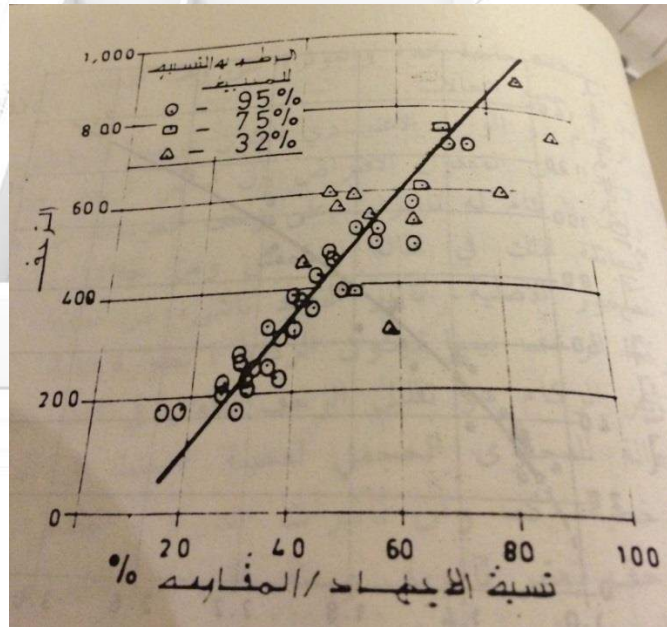


(2) ظروف التعرض للخرسانة.

أن تعرض الخرسانة لدورات من الترطيب والجفاف بصورة متعاقبة يزيد من مقدار الزحف،
لذا فإن نتائج الفحوصات المختبرية تعطي تقدير أقل للزحف من تلك المستحصلة فعلياً تحت تأثير
الظروف الجوية.

(3) مقاومة الخرسانة.

أن الزحف يتناسب عكسياً مع المقاومة في وقت تسليط الحمل، حيث يمكن التعبير عن
الزحف كدالة خطية لنسبة الأحماد/ المقاومة وكما موضح في الشكل (11-6).



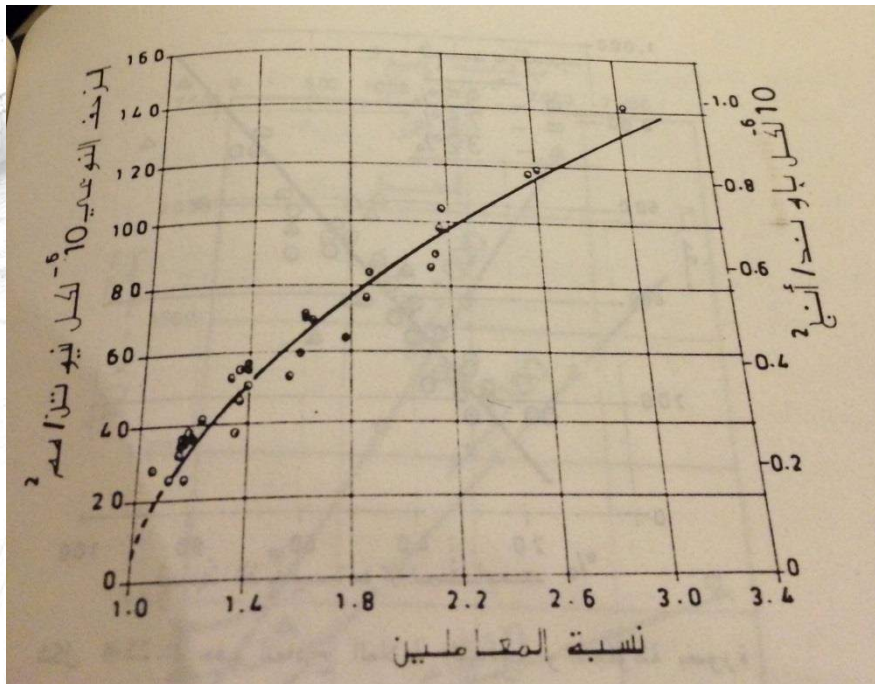
شكل (11-6) الزحف لنماذج الملاط المعالجة والمحفوظة بصورة مستمرة بنسب مختلفة من
الرطوبة النسبية.





(4) معامل المرونة.

أن العلاقة بين الزحف في الزمن (t) ونسبة معامل المرونة للخرسانة في الزمن (t) الى معامل المرونة في زمن تسليط الحمل لخلطات خرسانية مختلفة كما مبين في الشكل (6-12).

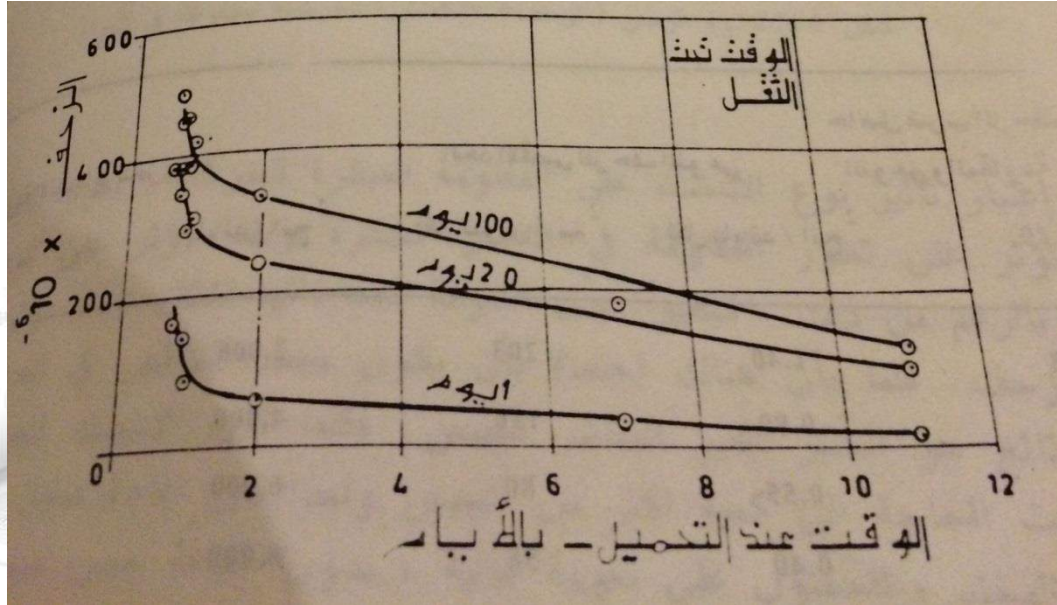
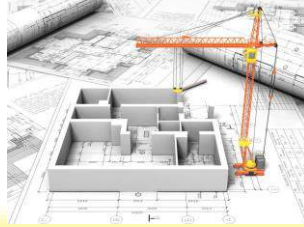


شكل (6-12) العلاقة بين الزحف في الزمن (t) ونسبة معامل المرونة للخرسانة في الزمن (t) الى المعامل في زمن تسليط الحمل لخلطات خرسانية مختلفة بأعمار مختلفة عند التحميل وفترات زمنية مختلفة تحت الحمل.

(5) العمر عند التحميل.

أن تأثير العمر عند التحميل على الزحف مبين في الشكل (6-13).





شكل (6-13) تأثير العمر عند التحميل على زحف الخرسانة المصنوعة من السمنت

الألوميني.

(6) نوع السمنت.

أن نوع السمنت يؤثر على الزحف بقدر تعلق الأمر بتأثيره على مقاومة الخرسانة في وقت

تسليط الحمل. مقارنة الزحف بين أنواع الخرسانة المصنوعة من أنواع مختلفة من السمنت:

- ينبغي أن يتضمن اعتبار نوع السمنت على المقاومة المبكرة.
- نعومة السمنت تؤثر على تطور المقاومة المبكرة وبذلك تؤثر على الزحف.





7. تأثير الركام.

الركام ذو الوزن الاعتيادي لا يكون عرضة للزحف، حيث أن أساس الزحف يكون في عجينة السمّنت، والركام يقيد الزحف بطريقة مماثلة لتقييده الانكماش مما يؤدي الى تقليل الزحف الفعال في الخرسانة، في حين أن تأثيرات المقاس الأقصى والتدرج وشكل الركام على الزحف تعد ثانوية، وهذا يمكن القول بأن الزحف هو دالة للمحتوى الحجمي لعجينة السمّنت في الخرسانة.

8) مقاس النموذج.

يقل الزحف بزيادة مقاس النموذج ويعتمد على نسبة الحجم / السطح.

9) درجة الحرارة.

يزداد معدل الزحف بارتفاع درجة الحرارة والى حد 70 درجة مئوية، ويصبح 3.5 مرة أكبر من معدل الزحف الحاصل في 21 درجة مئوية.

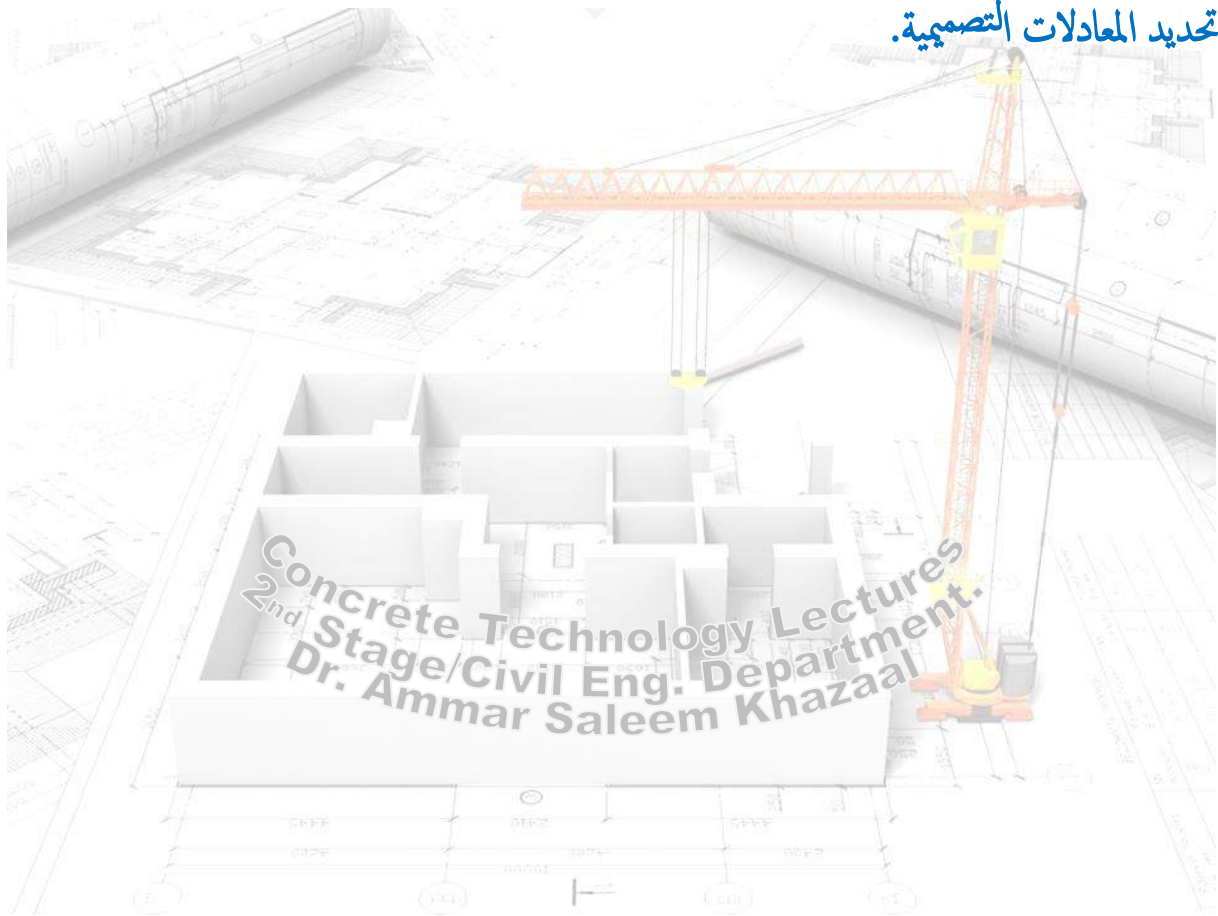
2-8-6 تأثيرات الزحف (Effects of Creep):

يؤثر الزحف على الأفعالات، الانحرافات، وتوزيع الأجهادات (هذه التأثيرات تختلف باختلاف نوع المنشأ). أن الزحف تحت تأثير الأجهادات العالية جداً يجعل من الوصول الى الأفعال الحدي الذي يحصل عنده الفشل في حالة كون الحمل أكبر من 85-90% من الحمل الأقصى الساكن والمسلط سريعاً.





في الأعمدة الخرسانية المسلحة يؤدي الزحف الى نقل الحمل المسلط تدريجياً من الخرسانة الى حديد التسليح، وعند وصول حديد التسليح الى نقطة الخضوع تتحمل الخرسانة أية زيادة في الحمل وبذلك تصل المادتين الى مقاومتها الكلية قبل حصول الفشل وهذه الحقيقة مستخدمة كمعيار في تحديد المعادلات التصميمية.





الفصل السابع: ديمومة الخرسانة (Durability of Concrete).

المحاضرة السادسة والعشرون : ديمومة الخرسانة (نظري، 2 ساعة) (الجزء الأول).

9-6 ديمومة الخرسانة (Durability of Concrete):

أن ديمومة الخرسانة تعبر عن:

1. مقاومتها للظروف التي صنعت من أجلها.
2. قابليتها لأتمام أو تأدية وظيفتها المطلوبة خلال عمر المنشأ دون أن يصيبها تلف (Deterioration) أو أن تفقد أية مقاومة.

وقد تفقد الخرسانة متانتها بسبب:

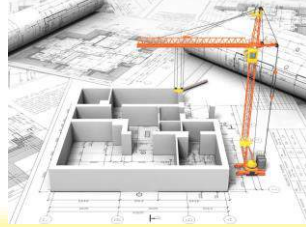
1. الظروف البيئية التي تتعرض لها.
2. لاسباب داخلية تحصل في الخرسانة نفسها.

أن الأسباب الخارجية التي تؤثر على ديمومة الخرسانة هي:

- (i) فيزيائية مثل تأثير العوامل الجوية كارتفاع درجة الحرارة.
- (ii) كيميائية مثل مهاجمة السوائل والغازات الطبيعية والصناعية.
- (iii) ميكانيكية مثل تأثير البري (Abrasion) الذي يحدث لخرسانة الطرق.

والأسباب الداخلية تنشأ من:





- (i) التفاعل القلوي بين أجزاء السليكا الفعالة في الركام والقلويات في السمنت.
- (ii) عدم ثبات حجم السمنت.
- (iii) صدأ حديد التسليح.
- (iv) التغيرات الحجمية الناتجة عن اختلاف الخواص الحرارية للركام وعجينة السمنت.
- (v) نفاذية الخرسانة، حيث تحدد قابلية الخرسانة للتلف نتيجة لتعرضها لتأثير العوامل الخارجية، ولكي تكون الخرسانة ذات ديمومة عالية يجب أن تكون غير منفذة.

10-6 نفاذية الخرسانة (Permeability of Concrete):

أن النفاذية هي الخاصية التي تسمح بنفاذ أي سائل أو غاز خلال أي مادة، والنفاذية تكون ذات أهمية كبيرة في المنشآت الهيدروليكية كالحزانات، السدود، وأنابيب المياه، وفي المنشآت المعرضة لنفاذ المواد الكيميائية الضارة. أن النفاذية العالية تعرض الخرسانة الى:

1. خطر أنجماد الماء داخل مسامتها في الأجواء الباردة.
2. خطر دخول الرطوبة والهواء الى داخل الخرسانة المسلحة يسبب صدأ حديد التسليح وذلك يؤدي الى زيادة حجمه (نتيجة تكوين طبقة من الصدأ حوله) وتشقق وتشظي غطاء الخرسانة.





3. خطر دخول الماء الى الخرسانة لكونه قد يحمل معه بعض الأملاح والتي تسبب أجهادات داخل الكتلة الخرسانية نتيجة تبلورها، إضافة الى ذلك يؤثر الماء الذي ينفذ الى الخرسانة على خواص العزل الحراري فيها.

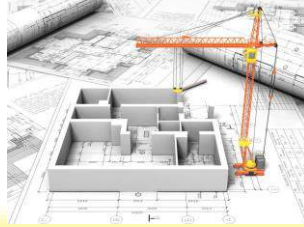
أن كلاً من الركام وعجينة السمنت في الخرسانة يتضمن مسامات، إضافة الى ذلك تحتوي الخرسانة ككل على فجوات ناتجة عن عدم اكتمال عملية الرص أو عن حصول النضح، وهذه الفجوات تكون عادة أكبر من المسامات الشعرية في عجينة السمنت المتصلبة وتشغل حوالي 1 – 10% من الحجم الكلي للخرسانة، ولكن التوصيات الخاصة بتصميم الخلطات الخرسانية تحدد بصورة عامة كمية الهواء المحصور في الخرسانة بين 1 – 2% ويلزم تلافي الكميات التي تزيد عن هذه الحدود وذلك بالتصميم الجيد للخلطات الخرسانية إضافة للسيطرة النوعية والأشراف الجيد. وبما أن حبيبات الركام تغلف بعجينة السمنت التي تمنع نفاذ الماء الى داخل مساماتها ففي الخرسانة المرصوة كلياً (الحاوية على أقل من 1% فجوات هواء محصور) تكون نفاذية عجينة السمنت هي المسؤولة بصورة رئيسية عن نفاذية الخرسانة.

6-10-1 العوامل المؤثرة على نفاذية الخرسانة:

هنالك عوامل مختلفة تؤثر على نفاذية الخرسانة، يمكن تقسيمها الى 3 مجاميع وهي:

1) مكونات الخرسانة.

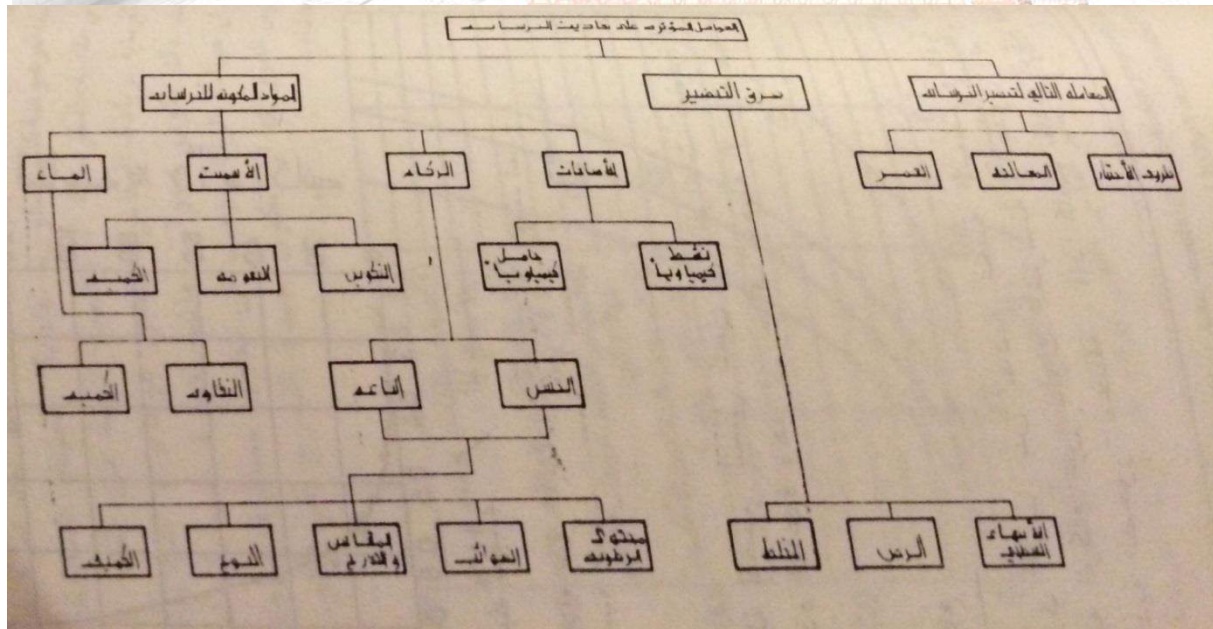




(2) طريقة صناعة الخرسانة (خلطها، رصها وتسويتها).

(3) المعاملة التالية لصناعة الخرسانة.

وبين الشكل (1-7) تفاصيل هذه العوامل. يمكن القول بأن أي عامل يؤدي الى تحسين مقاومة الأنضغاط للخرسانة يكون تأثيره إيجابياً على عدم نفاذية الخرسانة للماء، لذلك كلما كانت جودة أو نوعية المواد المكونة للخرسانة أفضل كلما كانت نفاذيتها أقل.

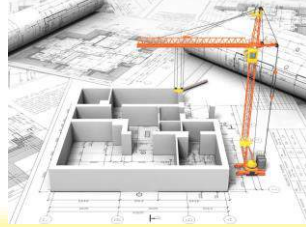


شكل (1-7) العوامل المؤثرة على نفاذية الخرسانة.

ويمكن تلخيص تأثير العوامل المختلفة على نفاذية الخرسانة فيما يلي:

(1) تأثير الماء والسمنت.



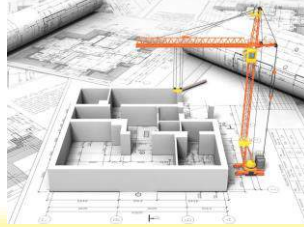


تتأثر نفاذية الخرسانة أيضاً بخواص السمنت، فعندما تكون نسبة الماء/ المواد السمنتية ماثلة يعطي السمنت الخشن عجينة ذات مسامية أعلى من السمنت الناعم، وكلما زادت نعومة السمنت تتحسن عدم نفاذية الخرسانة للماء بنفس الطريقة التي تتحسن بها مقاومتها ومتانتها. كما ويؤثر التركيب الكيميائي للسمنت على النفاذية وذلك لأنه يؤثر على معدل سرعة عملية الأماهة ولكن المسامية والنفاذية النهائية لا تتأثر. وتعبير عام يمكن القول بأنه كلما زادت مقاومة عجينة السمنت تقل نفاذيتها وذلك لأن المقاومة هي دالة للحجم النسبي للجل في الفراغات المتوفرة له، وهناك استثناء واحد لهذه القاعدة وهو أن جفاف عجينة السمنت يزيد من نفاذيتها نتيجة الانكماش.

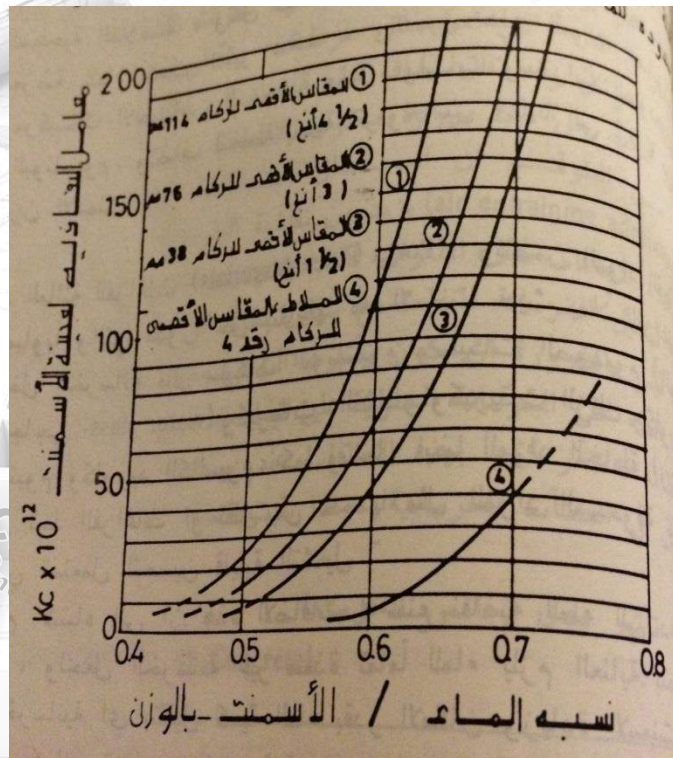
(2) تأثير الركام.

من الضروري التمييز بين نفاذية عجينة السمنت ونفاذية الخرسانة بسبب تأثير نفاذية الركام على سلوك الخرسانة. وبصورة عامة يكون تأثير محتوى الركام في الخليط قليلاً وذلك لأحاطة حبيبات الركام بطبقة من عجينة السمنت تمنع نفاذ الماء إليها بعد فترة قصيرة من الخلط. وفي الخرسانة المرصوفة كلياً تكون نفاذية عجينة السمنت مسؤولة بصورة رئيسية عن نفاذية الخرسانة، ولنسبة ثابتة من الماء/ المواد السمنتية تزداد نفاذية الخرسانة بزيادة المقاس الأقصى للركام كما موضح في الشكل (7-2).





وقد يعود السبب الى تكون فجوات مائية كبيرة نسبياً تحت حبيبات الركام الخشن، وبصورة
عامة يجب أن تكون حبيبات الركام مستقرة كيميائياً وذات مسامية قليلة وجيدة التدرج من أجل أن
تكون الخرسانة كثيفة وعديمة النفاذية للماء.

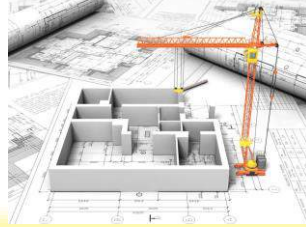


شكل (2-7) تأثير المقاس الأقصى للركام على نفاذية الخرسانة.

(3) تأثير الإضافات.

تستعمل مواد مختلفة كأضافات لتحسين عدم نفاذية الماء للخرسانة، وهي على نوعين:





1-1 الإضافات الطاردة للماء (Water Repellant Admixtures).

أن الغرض من هذه المضافات هو منع الخرسانة من امتصاص ماء المطر أو المياه السطحية الملامسة، وتقل كفاءة هذه المضافات إذا كانت الخرسانة معرضة لتأثير الماء المضغوط، وتتضمن هذه المواد الصابون ومركبات الأحماض الدسمة مثل أوليات وسيترات الصوديوم والبوتاسيوم، وتضاف هذه المواد للخليط بنسبة 0.1 – 0.2% من وزن السمنت.

2-1 المواد المائلة للفراغات (Pores Filler Materials).

وتتضمن المواد الفعالة كيميائياً والتي تكون جل بتفاعلها مع السمنت حيث يملأ الفراغات داخل الخرسانة مثل سليكات البوتاسيوم وسليكات الصوديوم، كبريتات النشادر وكبريتات الزنك، وكلوريد الألمنيوم وكلوريد الكالسيوم. كما وتشمل المواد الحاملة التي تسد الفراغات أو تقلل من حجمها مثل المواد المسحوقة سمحاً ناعماً والتي تستعمل لتحسين قابلية التشغيل.

(4) تأثير مدى تجانس الخرسانة.

أن بعض العيوب الثانوية والظروف المسببة لعدم التجانس والتي لا يكون تأثيرها على مقاومة الانضغاط للخرسانة تؤثر على الأنسياب (Leakage) الأولي خلال الخرسانة لدرجة واضحة. ومن المحتمل أن معظم حالات الأنسياب في المنشآت الخرسانية ناتجة عن التشققات والفجوات الموجودة فيها والناشئة عن الأنزلال أو الترسيب المتفاوت لمكونات الكتلة الموضوعة حديثاً أكثر مما هي ناتجة





عن مسامية عجينة السمنت أو الركام، ولتقليل هذه العيوب يلزم أن يكون الخليط قابلاً للتشغيل ومتجانساً ومرصوفاً بصورة تامة.

(5) تأثير المعالجات السطحية.

هناك بعض المعالجات السطحية التي تكون فعالة في تقليل تسرب الماء خلال الخرسانة المسامية عندما تكون معرضة لضغط الماء ومنها النسيج الغشائي (Fabric Membranes) الذي يملط على سطح الخرسانة مع الأسفلت الساخن، المستحلبات الأسفلتية (Asphaltic Emulsion)، الملاط السمنتي، البرافين (Paraffin) ومركبات السليكون.

(6) تأثير العمر.

تتغير نفاذية عجينة السمنت بتقدم عملية الأماهة، وفي عجينة السمنت الطرية يتحكم مقاس وشكل حبيبات السمنت بجرّان الماء خلالها، ويتقدم عملية الأماهة تقل النفاذية سريعاً لأنّ الجبل يملأ تدريجياً بعض الفراغات المملوءة أصلاً بالماء، وعند اكتمال عملية الأماهة يكون الحجم الكلي للجبل (بضمه مسامات الجبل) مقارباً الى 2.1 مرة بقدر حجم السمنت غير المتّمياً. وفي عجينة السمنت الناضجة تعتمد النفاذية على مقاس وشكل وتركيز جسيات الجبل وعلى كون المسامات الشعرية مستمرة أو مقطوعة بجسيات الجبل.





(7) تأثير المعالجة.

كما ذكر سابقاً أنه باستمرار عملية الأماهة للسمنت يتكون الجل والذي يحتل موقعاً في داخل المسامات الشعرية وبذلك يقلل من حجمها ويزيد من عدم نفاذية الماء للخرسانة، وبصورة عامة تكون نفاذية الخرسانة المعالجة بالبخر أقل من تلك المعالجة بالرطوبة.

11-6 الأملاح الكبريتية وتأثيراتها على الخرسانة:

لا تهاجم أملاح الكبريتات في حالتها الصلبة الخرسانة، ولكن عندما تكون بيئة محلول فإنها تتفاعل مع مركبات عجينة السمنت مؤدية الى زيادة في الحجم ومن ثم تشقق وتفتت الخرسانة حيث يعتمد ذلك على شدة التفاعل. هنالك تأثيران رئيسيان للأملاح الكبريتات على الخرسانة هما:

1. التأثير الخارجي والذي يأتي من أملاح الكبريتات المتواجدة في التربة أو المياه الجوفية، أو في ماء البحر، حيث من الممكن حماية الخرسانة بطلاء السطح الخارجي بطبقة من الأسفلت.

2. التأثير الداخلي والذي يأتي من أملاح الكبريتات المتواجدة في مواد الخلط المستعملة في إنتاج الخرسانة كالماء، السمنت، الرمل، والحصى، حيث يختلف التأثير باختلاف المادة المستعملة.





أن أملاح الكبريتات الأعتيادية هي كبريتات الكالسيوم (الجبس)، كبريتات المغنسيوم (ملح
أبسوم Epsom Salts)، وكبريتات الصوديوم (ملح كلور Glauber's Salt) وهذه الكبريتات
تتفاعل مع هيدروكسيد الكالسيوم $Ca(OH)_2$ وألومينات ثلاثي الكالسيوم المائية (قبل تحولها الى
الحالة الثابتة والمستقرة)، ونواتج التفاعل هي الجبس وسلفو ألومينات الكالسيوم على التوالي، وهذه
التفاعلات تكون مصحوبة بزيادة في الحجم مؤدية الى تمدد وتفتت الخرسانة، علماً بأن أملاح الكبريتات
المألوفة في العراق والمتواجدة في الرمال أو الأتربة هي كبريتات الكالسيوم.
أن المواصفة القياسية العراقية رقم 45 لسنة 1970 حددت الحد الأعلى لنسبة أملاح الكبريتات
المسموح بها بمقدار 0.5% من وزن الرمل المستعمل في الخليط. الجدول (1-7) يبين نسب الأملاح
الكبريتية المسموح بها في الركام الناعم وفي الخلطات السمنتية.

جدول (1-7) نسب الأملاح الكبريتية المسموح بها في الركام الناعم وفي الخلطات السمنتية.

الحد الأعلى لنسبة SO_3		جزء المنشأ
في الخلطات السمنتية (مجموع محتوى الأملاح لكافة المكونات)	في الركام الناعم	
4% من وزن السمنت * للخلطات ذات محتوى سمنت 300 كغ/م ³ أو أكثر أو 4.5% إذا كان محتوى السمنت في الخلطة 250 كغ/م ³ وأقل من 300 كغ/م ³ أو 5% إذا كان محتوى السمنت في الخلطة أقل من 250 كغ/م ³	0.5%	1- المجموعة الأولى: أ- الخرسانة المسلحة للأسس . ب- أجزاء المنشأ التي لها تماس مع المياه. ج- الخرسانة مسبقة الجهد.





الحد الأعلى لنسبة SO_3		جزء المنشأ
في الخلطات السمنتية (مجموع محتوى الأملاح لكافة المكونات)	في الركام الناعم	
4.5% من وزن السمنت* ذات محتوى سمنت 300 كغم ³ أو أكثر أو 5% إذا كان محتوى السمنت في الخلطة 250 كغم ³ م أو أكثر أو أقل من 300 كغم ³ م أو 5.5 كغم ³ م إذا كان محتوى السمنت في الخلطة أقل من 250 كغم ³ م	0.75%	2- المجموعة الثانية : أ- كافة أنواع الخرسانة المسلحة وغير المسلحة عدا الواردة في (1 ، 4) ب- البلاطات الخرسانية والكاشي ج- الخرسانة مسبقة الجهد المنضجة بالبخار والتي ليس لها تماس مع الماء
6% من وزن السمنت*	0.75%	3- المجموعة الثالثة: مونة السمنت : ركام ناعم
6% من وزن السمنت*	1%	4- المجموعة الرابعة: أ- خرسانة الأبنية الوقتية التي لا يزيد عمرها على 10 سنوات ب- الكتل الخرسانية

(*) لا تزيد نسبة في الركام الخشن SO_3 على 1% وزناً.

(*) لأنواع السمنت البورتلاندي على أن يستعمل السمنت البورتلاندي المقاوم للأملاح أو السمنت البورتلاندي المعدل في

الخرسانة.

(**) تتبع المعادلة التالية لأحتساب النسبة الكلية للأملاح كنسبة مئوية من وزن السمنت إذا كانت الخلطة بنسب من ص:ع

وزناً (سمنت ركام وركام خشن).





الفصل السابع: ديمومة الخرسانة (Durability of Concrete).

المحاضرة السابعة والعشرون : ديمومة الخرسانة (نظري، 2 ساعة) (الجزء الثاني).

12-6 فحص مقاومة الخرسانة لتأثير الكبريتات:

يتم خزن نماذج خرسانية في محلول كبريتات الصوديوم أو المغنيسيوم، أو في خليط من كليهما ثم تجفف، بعد ذلك ترطب النماذج وتجفف بالتعاقب للتسريع من عملية التلف وذلك بسبب تبلور الأملاح في داخل مسامتها. يحسب تأثير التعرض من:

1. فقدان مقاومة النماذج.
2. التغير في معامل المرونة الديناميكي.
3. تمدد الخرسانة.
4. فقدان في الوزن.
5. التخمين النظري.

أن الزيادة الأولية في المقاومة ناتجة عن امتلاء المسامات بالبلورات التي تزيد من كثافة الخرسانة. يكون مظهر الخرسانة المتأثرة بأملاح الكبريتات أبيض قليلاً وأعتيادياً يبدأ التلف في حافات وزوايا النموذج الخرساني مما يؤدي الى حصول التشقق والتشطي.

الأجراءات المتبعة لتقليل تأثير الكبريتات.

أن الأجراءات المتبعة للتقليل من تأثير أملاح الكبريتات كالتالي:

1. أستعمال السمنت البورتلاندي المقاوم للكبريتات، كما ويمكن أستعمال:





1-2 السمنت البورتلاندي ذو المقاومة العالية للكبريتات.

2-2 السمنت البورتلاندي المعدل.

3-2 السمنت البوزولاني.

2. إضافة بوزولانا كتعويض لجزء من وزن السمنت، حيث أن البوزولانا تتفاعل Ca (OH)_2 مع الشدائد التآثر بأملاح الكبريتات، ومن الضروري إعطاء وقت كافٍ للحصول على الفعالية البوزولانية قبل التعرض لأملاح الكبريتات .

3. معالجة الخرسانة بالضغط البخاري العالي يحسن من مقاومة الخرسانة لتأثير أملاح الكبريتات بسبب تحول C_3AH_6 إلى أطوار أقل فاعليةً.

4. تقليل نفاذية الخرسانة بـ/ أو:

1-5 استعمال نسبة واطئة من الماء/ المواد السمنتية.

2-5 زيادة محتوى السمنت.

13-6 تأثير ماء البحر (Sea Water Attack):

أن الكبريتات الموجودة في ماء البحر تهاجم:

1. الخرسانة المغمورة بالماء.

2. الخرسانة الموجودة فوق سطح الماء عن طريق تسرب الماء إليها بالخاصية الشعرية.





أن الأملاح التي تهاجم الخرسانة بصورة رئيسية هي كبريتات المغنيسيوم حيث تتفاعل مع الجير الحر في الخرسانة وتؤدي الى تشققها وتلفها، كذلك فإن جفاف الماء (المتسرب بالخاصية الشعرية) وبقاء الأملاح في داخل مسامات الخرسانة يؤدي الى تشقق الخرسانة أيضاً بسبب الضغط المسلط نتيجة تكوين البلورات ونموها. كما وأن الخرسانة الموجودة فوق سطح الماء في منطقة المد والجزر تتعرض لتتابع البلل والجفاف وهذه الخرسانة تكون أكثر تأثراً من الخرسانة المغمورة بالماء من الناحية الكيميائية وما يصاحبها من عوامل أخرى.

وقد تتأثر الخرسانة المعرضة لماء البحر بصدمات الأمواج البحرية المتتابة وبحركة الأحجار والمواد الغريبة الأخرى حيث تسبب تأكلها، وكذلك تساهم الكائنات الحية التي تعيش في مياه البحر في تلف الخرسانة. أن أمتصاص الخرسانة المسلحة للأملاح الموجودة في مياه البحر يؤدي الى تكوين مناطق مصعدة (Anode) وأخرى مهبطة (Cathode)، والفعل الألكتروليتي (Electrolytic Action) الناتج يسبب تجمع الصدا حول حديد التسليح ويتبع ذلك تصدع وتمزق الخرسانة المحيطة به، وهذا النوع من الفشل غالباً ما يحدث في المقاطع الصغيرة مثل الركائز الخرسانية المسلحة (Reinforced Concrete Piles) والعتبات (Beams). وينتج عن كون الخرسانة منفذة ومسامية وعدم كفاية غطاء حديد التسليح لذا يكون من الضروري:

1. أستهال خرسانة كثيفة وغير منفذة.





2. تجهيز غطاء كافي لحديد التسليح 50 ملم، ومن الأفضل 75 ملم.
3. يلزم أن تكون الخرسانة غنية بالسمنت كي يمكن الحصول على رص كلي في الخلطات الحاوية على نسبة واطئة من الماء/ المواد السمنتية.
4. يفضل أن لا تزيد نسبة الماء/ المواد السمنتية عن 0.45.
5. أستعمال السمنت البورتلاندي المقاوم للكبريتات، السمنت الألوميني، السمنت البورتلاندي خبث الأفران العالية، والسمنت البورتلاندي البوزولاني.
6. يراعى عند صب الخرسانة التي تتعرض لمياه البحر وقايتها منه لمدة لا تقل عن 4 - 5 أيام.

14-6 التزهير (Efflorescence):

في المنشآت الهيدروليكية قد يتسرب الماء خلال الخرسانة ضعيفة الرص أو خلال الشقوق، والماء النافذ يذيب جزءاً من هيدروكسيد الكالسيوم (المكون أثناء عملية أُمَاطة السليكات) وقد يسبب تلفاً خطيراً في الخرسانة. عند تفاعل هيدروكسيد الكالسيوم مع غاز ثاني أكسيد الكربون (CO_2) وحصول التبخر وينتج عن ذلك ترسبات بيضاء من كربونات الكالسيوم على السطح ويعرف ذلك بظاهرة التزهير.





6-15 إنتاج الخرسانة في الجو البارد:

أذا منع انخفاض درجة حرارة الخرسانة الى ما دون 3-4 درجة مئوية لمدة 3-4 أيام، فإنها ستقاوم الانجماد ويستمر تصلبها ولو بمعدل أقل من التصلب الاعتيادي. وعندما تكون درجة حرارة الهواء أثناء عملية الصب أقل من 2 درجة مئوية ينبغي أخذ الاحتياطات من الضروري أخذ الاحتياطات اللازمة التالية للحصول على خرسانة مرضية:

1. تسخين المواد المكونة للخرسانة للحصول على درجة حرارة ابتدائية مقاربة لـ 30 درجة

مئوية، يمكن تسخين الماء، وإذا كان تسخين الماء غير كافٍ فيمكن تسخين الركام أيضاً

بأمرار بخار خلال ملفات (Coils)، ومن الضروري السيطرة على درجة حرارة

الخرسانة للتأكد من أن تجمدها لا يحصل في درجات الحرارة العالية لأن ذلك:

(i) يؤثر على تطور مقاومة الخرسانة.

(ii) يقلل من قابلية تشغيل الخرسانة.

(iii) زيادة الانكماش.

2. استعمال السمنت البورتلاندي سريع التصلب.

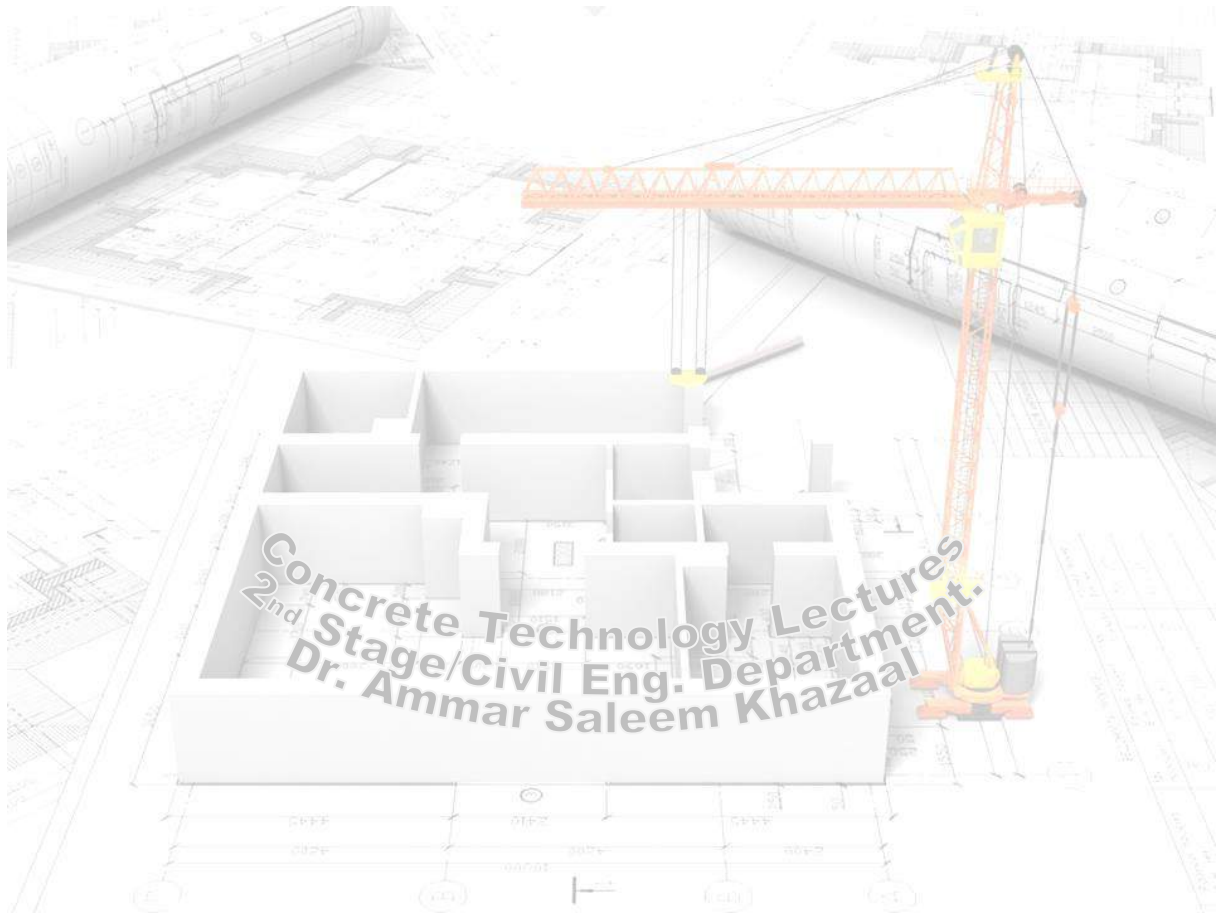
3. استعمال خلطات غنية بالسمنت وذات نسبة ماء/ المواد السمنتية واطئة.

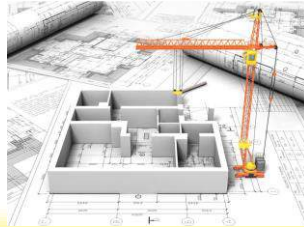
4. عزل الخرسانة عن الجو المحيط بها لغرض السيطرة على درجة الحرارة بعد الصب.





5. استعمال الإضافات المسرعة للتجمد حيث أنها تعجل من أمانة السممت.
6. استعمال الركام خفيف الوزن، حيث أن خرسانة الركام خفيف الوزن تكون ذات توصيل حراري أوطأ من خرسانة الركام الاعتيادي وتسلك سلوك عازل ذاتي.





Chapter Eight: (Design & Proportioning Normal Concrete Mixtures)

Lecture # 28: ACI Method (3 Hrs.) (Part I).

8-1 General:

The process of determining required & specifiable characteristics of a concrete mixture is called mix design. Characteristics can include: fresh concrete properties;

- 1) Required mechanical properties of hardened concrete such as strength & durability requirements.
- 2) The inclusion, exclusion, or limits on specific ingredients.

Mix design leads to the development of a concrete specification. Mixture proportioning refers to the process of determining the quantities of concrete ingredients using local materials to achieve the specified characteristics of the concrete. A properly proportioned concrete mix should possess these qualities:

- 1) Acceptable workability of the freshly mixed concrete.
- 2) Durability, strength, and uniform appearance of the hardened concrete.
- 3) Economy.





Understanding the basic principles of mixture design is as important as the actual calculations used to establish mix proportions. Only with proper selection of materials & mixture characteristics can the above qualities be obtained in concrete construction.

8-2 Statistical Quality Control of Concrete:

Concrete like most other construction processes, have certain amount of variability both in materials as well as in constructional methods. This results in variation in strength from batch to batch and also within the batch. It becomes very difficult to assess the strength of the final products. It is not possible to have a large number of destructive tests for evaluating the strength of the end products and as such we have to resort to sample tests.

It will be very costly to have very rigid criteria to reject the structure on the basis of a single or a few standard samples. The basis of acceptance of a sample is that a reasonable control of concrete work can be provided, by ensuring that the probability of test result falling below the design strength is not more than a specified tolerance level.

The aim of quality control is to limit the variability as much as practicable. Statistical quality control method provides a scientific approach to the concrete designer to understand the realistic variability of materials so as to lay down design specifications with proper tolerance to cater for unavoidable variations. The acceptance criteria are based





statistical evaluation of the test result of samples taken at random execution.

By devising a proper sampling plan it is possible to ensure a certain quality at a specified risk. Thus, the method provides a scientific basis of acceptance which is not only realistic but also restrictive as required by the design requirements for the concrete construction.

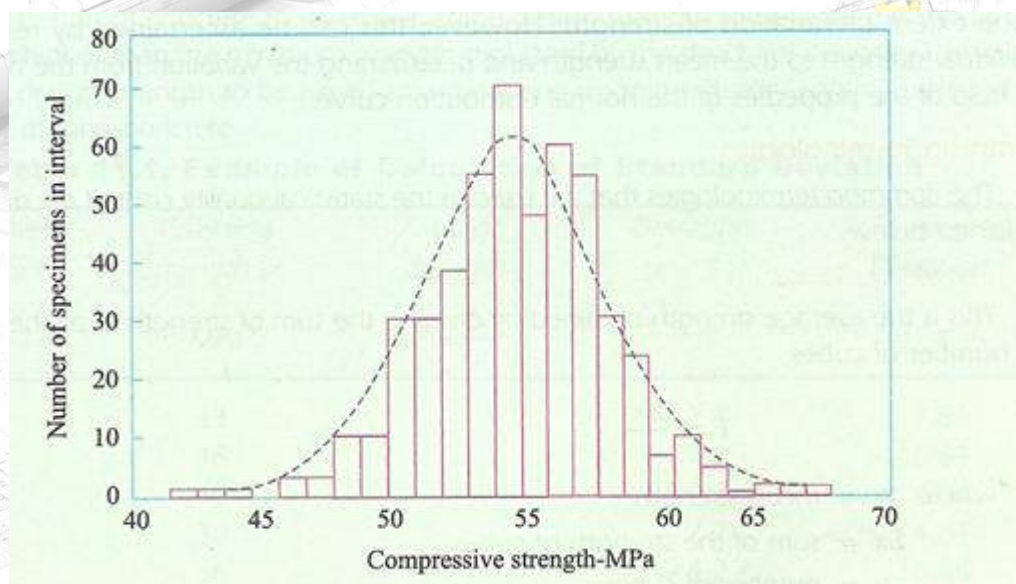


Fig. (8-1) A histogram of strength values.



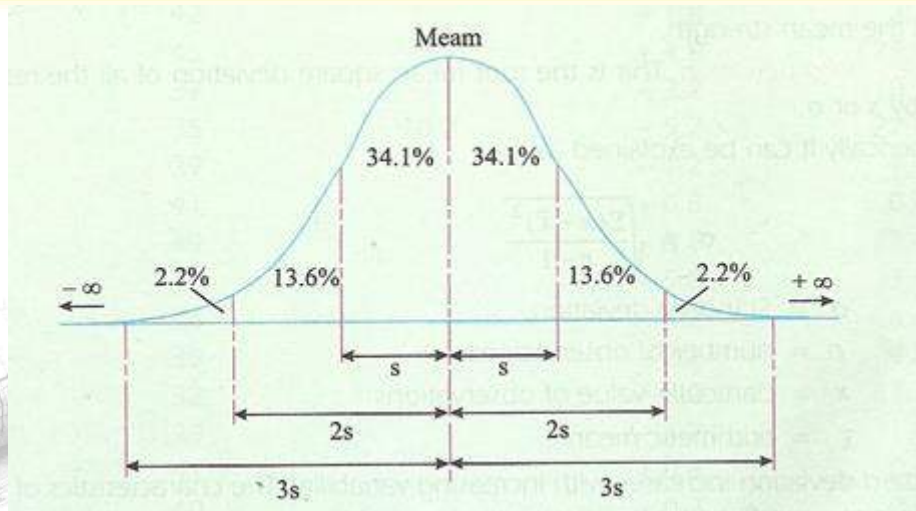


Fig. (8-2) Normal distribution curve; percentage of specimens in intervals of one standard deviation shown.

The quality of concrete will be of immense value for large contracts where the specifications insist on certain minimum requirements. The efforts put in will be more than repaid by the resulting savings in the overall concreting operations.

The compressive strength test cubes from random sampling of a mix, exhibit variations, which are inherent in the various operations involved in the making and testing of concrete. If a number of cube test results are plotted on histogram, the results are found so follow a bell shaped curve known as “Normal Distribution Curve”. The results are said to follow a normal distribution curve if they are equally spaced about the mean value and if the largest number of the cubes have a strength closer to the mean value, and very few number of results with much greater or less value than





the mean value. However, some divergence from the smooth curve can be expected, particularly if the number of results available is relatively small. Fig. (8-1) & (8-2) show the histogram and the normal distribution curve respectively.

The arithmetic mean or the average value of the number of test result gives no indication of the extent of variation of strength. However, this can be ascertained by relating the individual strength to the mean strength and determining the variation from the mean with the help of the properties of the normal distribution curve.

Common Terminologies:

The common terminologies that are used in the statistical quality control of concrete are explained below.

Mean Strength:

This is the average strength obtained by dividing the sum of strength of all the cubes by the number of cubes.

$$\bar{x} = \frac{\sum x}{n}$$

Where;

\bar{x} : Mean Strength.

$\sum x$: Sum of the strength of the cubes.

n : Number of cubes.





Variance:

This is the measure of variability or difference between any single observed data from the mean strength.

Standard Deviation:

This is the root mean square deviation of all the results, and denoted by S or σ . Numerically it can be explained as;

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum(x - \bar{x})^2}{n - 1}}$$

Where;

σ : Standard Deviation.

n : Number of Observations.

x : Particular value of observations.

\bar{x} : Arithmetic mean.

Standard deviation increases with increasing variability. The characteristics of the normal distribution curve are fixed by the average value and the standard deviation. The spread of the curve along the horizontal scale is governed by the standard deviation, while the position of the curve along the vertical scale is fixed by the mean value.





Coefficient of Variation:

It is an alternative method of expressing the variation of results. It is a non-dimensional measure of variation obtained by dividing the standard deviation by the arithmetic mean and is expressed as;

$$v = \frac{\sum}{\bar{x}} \times 100$$

Where;

v : Coefficient of Variation.

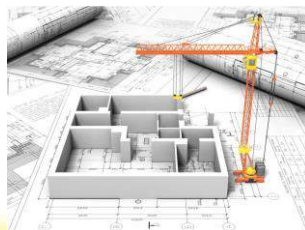
Calculation of Standard Deviation & Coefficient of Variation:

Table (8-1) gives the typical method of calculating the standard deviation & coefficient of variation for a set of cubes cast and tested. Table (8-2) gives the value of typical standard deviation for different conditions.

Table (8-1) Example of calculation of standard deviation.

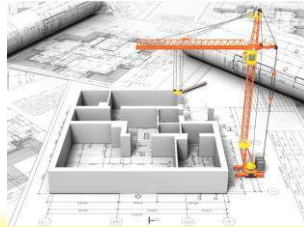
Sample Number	Crushing Strength (x) MPa	Average Strength $\bar{x} = \frac{\sum x}{n}$	Deviation (x - \bar{x})	Square of Deviation (x - \bar{x}) ²
1	43		2.8	7.84
2	48		7.8	60.84
3	40		-0.2	0.04
4	38		-2.2	4.84





Sample Number	Crushing Strength (x) MPa	Average Strength $\bar{x} = \frac{\sum x}{n}$	Deviation $(x - \bar{x})$	Square of Deviation $(x - \bar{x})^2$
5	36	40.2	-4.2	17.64
6	39		-1.2	1.44
7	42		1.8	3.24
8	45		4.8	23.04
9	37		-3.2	10.24
10	35		-5.2	27.04
11	39		-1.2	1.44
12	41		0.8	0.64
13	49		8.8	77.44
14	46		5.8	33.64
15	36		-4.2	17.64
16	38		-2.2	4.84
17	32		-8.2	67.24
18	39		-1.2	1.44
19	41		0.8	0.64
20	40		-0.2	0.04





Sample Number	Crushing Strength (x) MPa	Average Strength $\bar{x} = \frac{\sum x}{n}$	Deviation (x - \bar{x})	Square of Deviation (x - \bar{x}) ²
---------------	---------------------------	--	-------------------------------	--

Number of Samples		20
Total	804	
Average	40.2	

From Example in above:

- Average strength = (804/20)
= 40.2 MPa.

- Standard deviation = $\sqrt{\frac{359.2}{n-1}}$

= 4.34 MPa.

- Coefficient of Variation = $\frac{\text{Standard Deviation}}{\text{Average Strength}} \times 100$





$$= (4.34/40.2) \times 100$$

$$= 10.8 \%$$

Table (8-2) Typical values of the standard deviation for different conditions of placing & mixing control.

Placing and mixing condition	Degree of control	Standard Deviation (MPa)
Dried aggregates, completely accurate grading, exact water/cement ratio, controlled temperature curing.	Laboratory precision	1.3
Weigh batching of all materials, control of aggregate, 3 sizes of aggregate plus sand, control of water added to allow for moisture content of aggregate, allowance for weight of aggregate & sand displaced by water, continual supervision.	Excellent	2.8
Weigh-batching of all materials, strict control of aggregate grading, control of water added to allow for moisture content of aggregates, continual supervision.	High	3.5
Weigh-batching of all materials, control of aggregate grading, control of water added, frequent supervision.	Very good	4.2
Weighing of all materials, water content controlled by inspection of mix, periodic check of workability, use of two sizes of aggregate (fine & coarse) only, intermittent supervision.	Good	5.7





Placing and mixing condition	Degree of control	Standard Deviation (MPa)
Volume batching of all aggregates allowing for bulking of sand, weigh batching of cement, water content controlled by inspection of mix, intermittent supervision.	Fair	6.5
Volume batching of all materials, use of all in aggregate, little or no supervision.	Poor Uncontrolled	7.0 8.5

8-3 Relationship between Average Design Strength & Specified Minimum Strength:

In the design of concrete mixes, the average design strength to be aimed at should be appreciably higher than the minimum strength stipulated by the structural designer. The value of average design strength to be aimed at will depend upon the quality control exercised at the time of making concrete. The value of standard deviation or coefficient of variation could be used to determine the average design strength of the mixes.

$$S_{avg.} = S_{min} + k \sigma.$$

Where;

Dr. Ammar Saleem Khazaal
Structural materials Specialist Engineer
✉ E-Mail: akhazaal56@gmail.com.
drammarkhazaal@tu.edu.iq

Skype: dr.ammar.material.
https://www.researchgate.net/profile/Ammar_Saleem5

Tikrit University Campus
Civil Eng. Department/Office # 0202.
P.O. Box 16277





$S_{avg.}$; Average design strength.

$S_{min.}$; Minimum strength.

σ ; Standard deviation.

K; Himsworth constant.

Refer to Table (8-3). If 1% result is allowed to fall below the minimum, the value of k is taken as 2.33. If 5% result is allowed to fall below the minimum, the value of k is taken as 1.64 but it is generally taken as 1.65.

If coefficient of variation is used;

$$S_{avg.} = \frac{S_{min.}}{\left(1 - \frac{kv}{100}\right)}$$

The use of either the standard deviation or the coefficient of variation is based on the following argument. If control was perfect, so that the materials and all operations involved in making concrete including sampling and testing were uniform, then every result would be the same and would correspond to the mean value. It is impossible for each operation to be perfect. The more uniform the operations the closer will be the result to the mean value and hence the lower will be the value of the standard deviation.





Table (8-3) Value for the factor k Himsworth constants.

Percentage of results allowed to fall below the minimum.	Value of k
0.10	3.09
0.60	2.5
1.00	2.33
2.50	1.96
6.60	1.5
16.00	1.0

It follows that if the same degree of control is exercised on the concrete with the mean strength of 15 MPa, the standard deviation will be the same as for concrete with mean strength 45 MPa. Therefore, the concrete quality can be changed by the standard deviation. In fact, site experience shows that it is more difficult to achieve consistent results with high strength concrete and the standard deviation is greater for high strength concrete than for concretes of medium or low strength.

It has been suggested that the standard deviation is proportional to the value of mean strength. In other words;

$$(\text{Standard Deviation}/\text{Mean Strength}) = \text{Constant.}$$





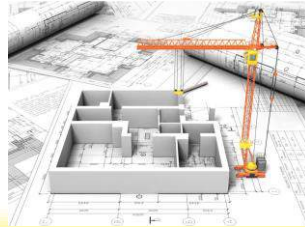
This of course is the coefficient of variation, and with a constant (coefficient of variation) the standard deviation increases with strength and is larger for higher strength. There are some arguments as to whether the standard deviation or the coefficient of variation is correct parameter to apply. Murdock & Erntroy have shown that the coefficient of variation more nearly represents a particular standard of control at relatively low strength, while the standard deviation more nearly represents the standard at high strength. Most of mix design methods adopt standard deviation parameter.

8-4 American Concrete Institute Method of Mix Design:

This method of proportioning was first published in 1944 by ACI committee 613. In 1954 the method was revised to include, among other modifications, the use of entrained air. In 1970, the method of mix design became the responsibility of ACI committee 211. ACI committee 211 have further updated the method (ACI 211.1) of 1991. We shall now deal with the latest ACI committee 211.1 of 1991 method.

It has the advantages of simplicity in that it applies equally well, and with more or less identical procedure to rounded or angular aggregate, to regular or light weight aggregates and to air-entrained or non-air entrained concretes. The ACI committee mix design method assume certain basic facts which have been substantiated by field experiments or large works. They are;



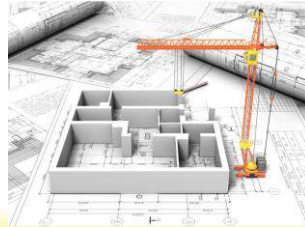


- a) The method makes use of the established fact, that over a considerable range of practical proportions, fresh concrete of given slump and containing a reasonably well graded aggregate of given maximum size will have practically a constant total water content regardless of variations in water-cement ratio and cement content, which are necessarily interrelated.
- b) It makes use of the relation that the optimum dry rodded volume of coarse aggregate per unit volume of concrete depends on its maximum size and the fineness modulus of fine aggregate as indicated in Table (8-7) regardless of shape of particles. The effect of angularity is reflected in the void content, thus angular coarse aggregates require more mortar than rounded coarse aggregate.
- c) Irrespective of the methods of compaction, even after complete compaction is done, a definite percentage of air remains which is inversely proportional to the maximum size of aggregate.

The following is the procedure of mix design in this method:

- i. Fineness modulus of fine aggregate.
- ii. Unit weight of dry rodded coarse aggregate.
- iii. Specific gravity of coarse and fine aggregates in SSD (Saturated Surface Dry) condition.
- iv. Absorption characteristics of both coarse and fine aggregates.





v. Specific gravity of cement.

8-4-1 Selecting Mix Characteristics:

Before a concrete mixture can be proportioned, mixture characteristics are selected based on the intended use of the concrete, the exposure conditions, the size & shape of building elements, & the physical properties of the concrete (such as frost resistance & strength) required for the structure. The characteristics should reflect the needs of the structure; for example, resistance to chloride ions should be verifiable & the appropriate test methods specified.

Once the characteristics are selected, the mixture can be proportioned from field or laboratory data. Since most of the desirable properties of hardened concrete depend primarily upon the quality of the cementitious paste, the first step in proportioning a concrete mixture is the selection of the appropriate water-cementing materials ratio for the durability & strength needed.

Concrete mixtures should be kept as simple as possible, as an excessive number of ingredients often make a concrete mixture difficult to control. The concrete technologist shouldn't, however, overlook the opportunities provided by modern concrete technology.





8-4-2 Water Cementing-Materials Ratio & Strength Relationship:

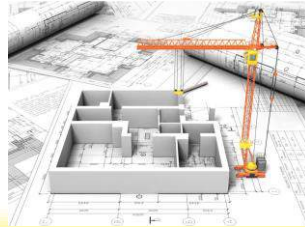
Strength (compressive or flexural) is the most universally used measure for concrete quality. Although it is an important characteristic, other properties such as durability, permeability, & wear resistance are now recognized as being equal & in some cases more important, especially when considering life-cycle design of structures.

Withing the normal range of strengths used in concrete construction, the compressive strength is inversely related to the water-cement ratio or water-cementing materials ratio. For fully compacted concrete made with clean, sound aggregates, the strength and other desireable properties of concrete under given job conditions are governed by the quantity of mixing water used per unit of cementing materials.

The strength of the cementitious paste binder in concrete depends on the quality & quantity of the reacting paste components & on the degree to which the hydration reaction has progressed. Concrete becomes stronger with time as long as there is moisture & a favorable temperature available.

Therefore, the strength at any particular age is both a function of the original water cementitious material ratio and the degree to which the cementitious materials have hydrated. The importance of prompt and thorough curing is easily recognized.





Differences in concrete strength for a given watercementing materials ratio may result from:

- 1) Changes in the aggregate size, grading, surface texture, shape, strength, & stiffness.
- 2) Differences in types & sources of cementing materials.
- 3) Entrained-air content.
- 4) The presence of admixtures.
- 5) The length of curing time.

8-4-3 Strength:

The specified compressive strength, f'_c , at 28 days is the strength that is expected to be equal to or exceeded by the average of any set of three consecutive strength tests. ACI 318 requires for f'_c to be at least 17.5 MPa. No individual test (average of two cylinders) can be more than 3.5 MPa below the specified strength.

Specimens must be cured under laboratory conditions for an individual class of concrete (ACI 318). Some specifications allow alternative ranges.

The average strength should equal the specified strength plus an allowance to account for variations in materials; variations in methods of mixing, transporting, and placing the concrete; and variations in making, curing, and testing concrete cylinder specimens. The average strength,



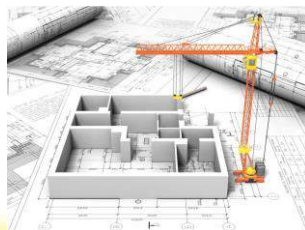


which is greater than f'_c , is called f'_{cr} ; it is the strength required in the mix design. Requirements for f'_{cr} are discussed in detail under “proportioning” later in this chapter. Tables (8-4) & (8-5) show strength requirements for various exposure conditions.

Table (8-4) Maximum Water Cementitious Material Ratios & Minimum Design Strengths for Various Exposure Conditions.

Exposure condition	Maximum water-cementitious material ratio by mass for concrete	Minimum design compressive strength, f'_c , MPa (psi)
Concrete protected from exposure to freezing and thawing, application of deicing chemicals, or aggressive substances	Select water-cementitious material ratio on basis of strength, workability, and finishing needs	Select strength based on structural requirements
Concrete intended to have low permeability when exposed to water	0.50	28
Concrete exposed to freezing and thawing in a moist condition or deicers	0.45	31





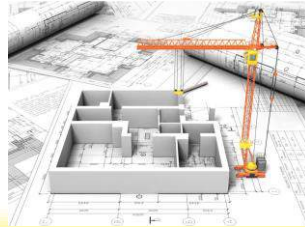
Exposure condition	Maximum water-cementitious material ratio by mass for concrete	Minimum design compressive strength, f_c , MPa (psi)
For corrosion protection for reinforced concrete exposed to chlorides from deicing salts, salt water, brackish water, seawater, or spray from these sources	0.40	35

Adapted from ACI 318 (2002).

Table (8-5) Requirements for Concrete Exposed to Sulphates in Soil or Water.

Sulfate exposure	Water-soluble sulfate (SO_4) in soil, percent by mass*	Sulfate (SO_4) in water, ppm*	Cement type**	Maximum water-cementitious material ratio, by mass	Minimum design compressive strength, f_c , MPa
Negligible	Less than 0.10	Less than 150	No special type required	—	—
Moderate†	0.10 to 0.20	150 to 1500	II, MS, IP(MS), IS(MS), P(MS), I(PM)(MS), I(SM)(MS)	0.50	28
Severe	0.20 to 2.00	1500 to 10,000	V, HS	0.45	31





Sulfate exposure	Water-soluble sulfate (SO ₄) in soil, percent by mass*	Sulfate (SO ₄) in water, ppm*	Cement type**	Maximum water-cementitious material ratio, by mass	Minimum design compressive strength, f'_c , MPa
Very severe	Over 2.00	Over 10,000	V, HS	0.40	35

* Tested in accordance with the Method for Determining the Quantity of Soluble Sulfate in Solid (Soil and Rock) and Water Samples, Bureau of Reclamation, Denver, 1977.

** Cement Types II and V are in ASTM C 150 (AASHTO M 85), Types MS and HS in ASTM C 1157, and the remaining types are in ASTM C 595 (AASHTO M 240). Pozzolans or slags that have been determined by test or service record to improve sulfate resistance may also be used.

† Seawater.

Flexure strength is sometimes used on paving projects instead of compressive strength; however, flexural strength is avoided due to its greater variability.

8-4-4 Water Cementitious Material Ratio.

The water cementitious material ratio is simply the mass of water divided by the mass of cementitious material (Portland cement, blended cement, fly ash, slag, silica fume, and natural pozzolans). The water cementitious material ratio selected for mix design must be the lowest value required to meet anticipated exposure conditions. Tables (8-4) & (8-5) show requirements for various exposure conditions.

When durability does not control, the water cementitious materials ratio should be selected on the basis of concrete compressive strength. In





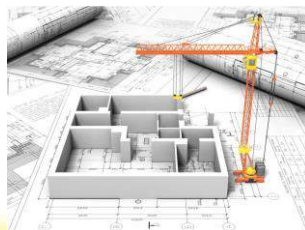
such cases the water cementitious materials ratio & mixture proportions for the required strength should be based on adequate field data or trial mixtures made with actual job materials to determine the relationship between the ratio & strength.

Fig. (8-3) or Table (8-6) can be used to select a water-cementitious materials ratio with respect to the required average strength, f'_{cr} , for trial mixtures when no other data are available. In mix design, the water to cementitious materials ratio, W/CM, is often used synonymously with water to cement ratio (W/C); however, some specifications differentiate between the two ratios. Traditionally, the water to cement ratio referred to the ratio of water to Portland cement or water to blended cement.

Table (8-6) Relationship between Water to Cementitious Material Ratio & Compressive Strength of Concrete.

Compressive strength at 28 days, MPa	Water-cementitious materials ratio by mass	
	Non-air-entrained Concrete	Air-entrained concrete
45	0.38	0.30
40	0.42	0.34
35	0.47	0.39
30	0.54	0.45
25	0.61	0.52





Compressive strength at 28 days, MPa	Water-cementitious materials ratio by mass	
	Non-air-entrained Concrete	Air-entrained concrete
20	0.69	0.60
15	0.79	0.70

Strength is based on cylinders moist-cured 28 days in accordance with ASTM C 31 (AASHTO T 23).

Relationship assumes nominal maximum size aggregate of about 19 to 25 mm. Adapted from ACI 211.1 and ACI 211.3.

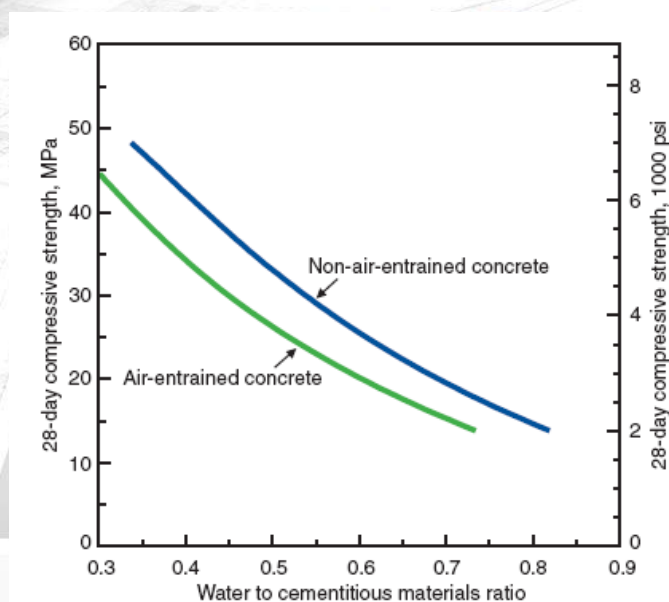
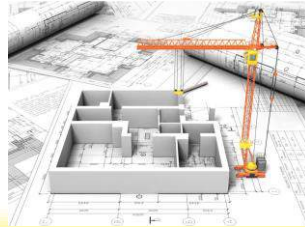


Fig. (8-3) Approximate relationship between compressive strength and water to cementing materials ratio for concrete using 19-mm to 25-mm nominal maximum size coarse aggregate. Strength is based on cylinders moist cured 28 days per ASTM C 31 (AASHTO T 23). Adapted from Table 8-3, ACI 211.1, ACI 211.3, and Hover 1995.





8-4-5 Aggregates:

Two characteristics of aggregates have an important influence on proportioning concrete mixtures because they affect the workability of the fresh concrete. They are:

- 1) Grading (particle size & distribution).
- 2) Nature of particles (shape, porosity, & surface texture).

Grading is important for attaining an economical mixture because it affects the amount of concrete that can be made with a given amount of cementitious materials and water. Coarse aggregates should be graded up to the largest size practical under job conditions.

The maximum size that can be used depends on factors such as the size and shape of the concrete member to be cast, the amount and distribution of reinforcing steel in the member, and the thickness of slabs. Grading also influences the workability and placeability of the concrete. Sometimes mid-sized aggregate, around the 9.5 mm size, is lacking in an aggregate supply; this can result in a concrete with high shrinkage properties, high water demand, and poor workability and placeability. Durability may also be affected. Various options are available for obtaining optimal grading of aggregate (Shilstone 1990).

The maximum size of coarse aggregate should not exceed one-fifth the narrowest dimension between sides of forms nor three-fourths the clear





space between individual reinforcing bars or wire, bundles of bars, or prestressing tendons or ducts. It is also good practice to limit aggregate size to not more than three-fourths the clear space between reinforcement and the forms. For unreinforced slabs on ground, the maximum size should not exceed one third the slab thickness. Smaller sizes can be used when availability or economic consideration require them.

The amount of mixing water required to produce a unit volume of concrete of a given slump is dependent on the shape and the maximum size and amount of coarse aggregate. Larger sizes minimize the water requirement and thus allow the cement content to be reduced. Also, rounded aggregate requires less mixing water than a crushed aggregate in concretes of equal slump (see "Water Content").

The maximum size of coarse aggregate that will produce concrete of maximum strength for a given cement content depends upon the aggregate source as well as its shape and grading. For high compressive-strength concrete (greater than 70 MPa), the maximum size is about 19 mm. Higher strengths can also sometimes be achieved through the use of crushed stone aggregate rather than rounded-gravel aggregate.

The most desirable fine-aggregate grading will depend upon the type of work, the paste content of the mixture, and the size of the coarse aggregate. For leaner mixtures, a fine grading (lower fineness modulus) is





desirable for workability. For richer mixtures, a coarse grading (higher fineness modulus) is used for greater economy.

In some areas, the chemically bound chloride in aggregate may make it difficult for concrete to pass chloride limits set by ACI 318 or other specifications. However, some or all of the chloride in the aggregate may not be available for participation in corrosion of reinforcing steel, thus that chloride may be ignored. ASTM PS 118 (to be redesignated ASTM C 1500), Soxhlet extracted chloride test, can be used to evaluate the amount of chloride available from aggregate. ACI 222.1 also provides guidance.

The bulk volume of coarse aggregate can be determined from Fig. (8-4) or Table (8-7). These bulk volumes are based on aggregates in a dry-rodded condition as described in ASTM C 29 (AASHTO T 19); they are selected from empirical relationships to produce concrete with a degree of workability suitable for general reinforced concrete construction. For less workable concrete, such as required for concrete pavement construction, they may be increased about 10%. For more workable concrete, such as may be required when placement is by pump, they may be reduced up to 10%.



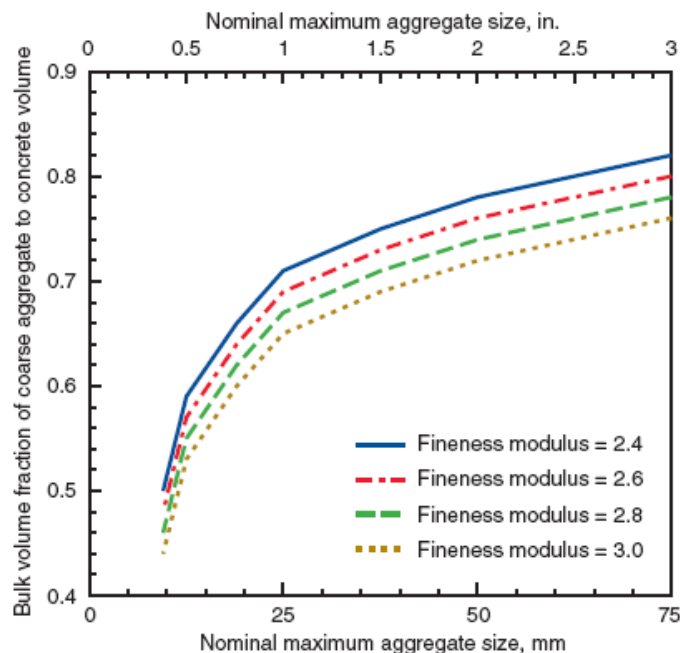
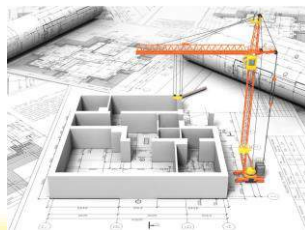


Fig. (8-4) Bulk volume of coarse aggregate per unit volume of concrete. Bulk volumes are based on aggregates in a dry-rodded condition as described in ASTM C 29 (AASHTO T 19). For more workable concrete, such as may be required when placement is by pump, they may be reduced up to 10%. Adapted from Table 9-4, ACI 211.1 and Hover (1995 and 1998).

Table (8-7) Bulk Volume of Coarse Aggregate per Unit Volume of Concrete.

Nominal maximum size of aggregate,	Bulk volume of dry-rodded coarse aggregate per unit volume of concrete for different fineness moduli of fine aggregate*			
mm (in.)	2.40	2.60	2.80	3.00
9.5	0.50	0.48	0.46	0.44
12.5	0.59	0.57	0.55	0.53





Nominal maximum size of aggregate,	Bulk volume of dry-rodded coarse aggregate per unit volume of concrete for different fineness moduli of fine aggregate*			
19	0.66	0.64	0.62	0.60
25	0.71	0.69	0.67	0.65
37.5	0.75	0.73	0.71	0.69
50	0.78	0.76	0.74	0.72
75	0.82	0.80	0.78	0.76
150	0.87	0.85	0.83	0.81

***Bulk volumes are based on aggregates in a dry-rodded condition as described in ASTM C 29 (AASHTO T 19). Adapted from ACI 211.1.**

8-4-6 Air Content:

Entrained air must be used in all concrete that will be exposed to freezing & thawing and deicing chemicals and can be used to improve workability even where not required.

Air entrainment is accomplished by using an air-entraining portland cement or by adding an air-entraining admixture at the mixer. The amount of admixture should be adjusted to meet variations in concrete ingredients and job conditions. The amount recommended by the admixture manufacturer will, in most cases, produce the desired air content.

Recommended target air contents for air-entrained concrete are shown in Fig. (8-5) and Table (8-8). Note that the amount of air required to provide adequate freeze-thaw resistance is dependent upon the nominal maximum size of aggregate and the level of exposure. In properly





proportioned mixes, the mortar content decreases as maximum aggregate size increases, thus decreasing the required concrete air content. This is evident in Fig. (8-5). The levels of exposure are defined by ACI 211.1 as follows:

Mild Exposure.

This exposure includes indoor or outdoor service in a climate where concrete will not be exposed to freezing or deicing agents. When air entrainment is desired for a beneficial effect other than durability, such as to improve workability or cohesion or in low cement content concrete to improve strength, air contents lower than those needed for durability can be used.

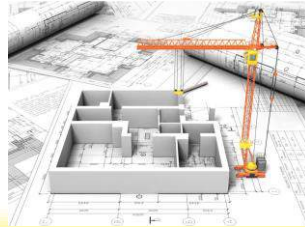
Moderate Exposure.

Service in a climate where freezing is expected but where the concrete will not be continually exposed to moisture or free water for long periods prior to freezing and will not be exposed to deicing or other aggressive chemicals. Examples include exterior beams, columns, walls, girders, or slabs that are not in contact with wet soil and are so located that they will not receive direct applications of deicing chemicals.

Severe Exposure.

Concrete that is exposed to deicing or other aggressive chemicals or where the concrete may become highly saturated by continual contact with moisture or free water prior to freezing. Examples include pavements,





bridge decks, curbs, gutters, sidewalks, canal linings, or exterior water tanks or sumps.

When mixing water is held constant, the entrainment of air will increase slump. When cement content and slump are held constant, the entrainment of air results in the need for less mixing water, particularly in leaner concrete mixtures. In batch adjustments, in order to maintain a constant slump while changing the air content, the water should be decreased by about 3 kg/m³ for each percentage point increase in air content or increased 3 kg/m³ for each percentage point decrease.

A specific air content may not be readily or repeatedly achieved because of the many variables affecting air content; therefore, a permissible range of air contents around a target value must be provided. Although a range of $\pm 1\%$ of the Fig. (8-5) or Table (8-8) values is often used in project specifications, it is sometimes an impracticably tight limit. The solution is to use a wider range, such as -1 to $+2$ percentage points of the target values. For example, for a target value of 6% air, the specified range for the concrete delivered to the job site could be 5% to 8%.



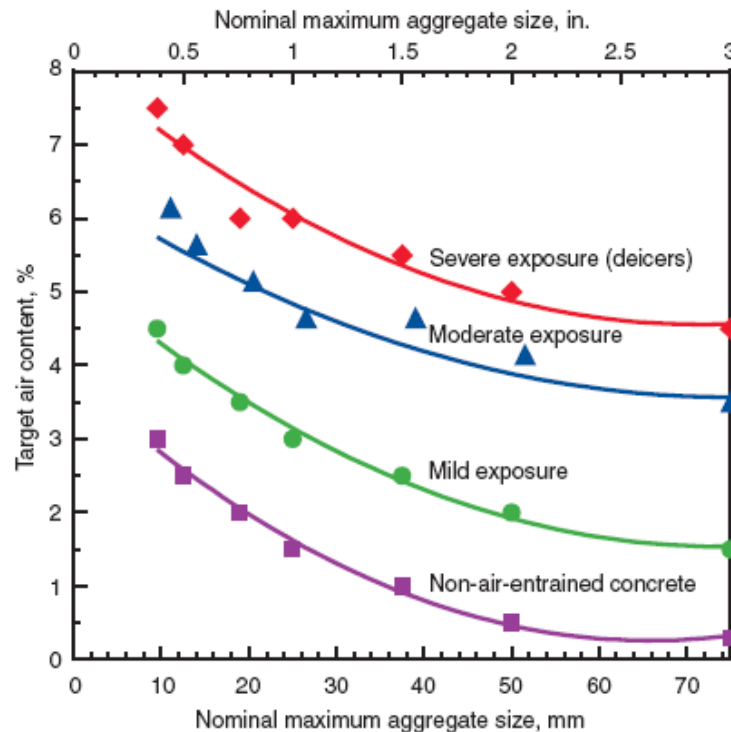
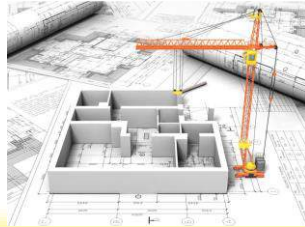


Fig. 8-5. Target total air content requirements for concretes using different sizes of aggregate. The air content in job specifications should be specified to be delivered within ± 1 to ± 2 percentage points of the target value for moderate and severe exposures. Adapted from Table (8-8), ACI 211.1 and Hover (1995 and 1998).

8-4-7 Slump:

Concrete must always be made with a workability, consistency, and plasticity suitable for job conditions. **Workability is a measure of how easy or difficult it is to place, consolidate, and finish concrete. Consistency is the ability of freshly mixed concrete to flow. Plasticity determines concrete's ease of molding.** If more aggregate is used in a concrete mixture, or if less water is added, the mixture becomes stiff (less plastic and less





workable) and difficult to mold. Neither very dry, crumbly mixtures nor very watery, fluid mixtures can be regarded as having plasticity.

The slump test is used to measure concrete consistency. For a given proportion of cement and aggregate without admixtures, the higher the slump, the wetter the mixture. Slump is indicative of workability when assessing similar mixtures. However, slump should not be used to compare mixtures of totally different proportions. When used with different batches of the same mix design, a change in slump indicates a change in consistency and in the characteristics of materials, mixture proportions, water content, mixing, time of test, or the testing itself.

Table (8-8) Approximate Mixing Water & Target Air Content Requirements for Different Slumps & Nominal Maximum Sizes of Aggregate.

Slump, mm	Water, kilograms per cubic meter of concrete, for indicated sizes of aggregate*							
	9.5 mm	12.5 mm	19 mm	25 mm	37.5 mm	50 mm**	75 mm**	150 mm**
	Non-air-entrained concrete							
25 to 50	207	199	190	179	166	154	130	113
75 to 100	228	216	205	193	181	169	145	124
150 to 175	243	228	216	202	190	178	160	—
Approximate amount of								





Slump, mm	Water, kilograms per cubic meter of concrete, for indicated sizes of aggregate*							
	9.5 mm	12.5 mm	19 mm	25 mm	37.5 mm	50 mm**	75 mm**	150 mm**
	Non-air-entrained concrete							
entrapped air in non- air- entrained concrete, percent	3	2.5	2	1.5	1	0.5	0.3	0.2
Slump, mm	Air-entrained concrete							
25 to 50	181	175	168	160	150	142	122	107
75 to 100	202	193	184	175	165	157	133	119
150 to 175	216	205	197	184	174	166	154	—
Recommended average total air content, percent, for level of exposure:†								
Mild exposure	4.5	4.0	3.5	3.0	2.5	2.0	1.5	1.0
Moderate exposure	6.0	5.5	5.0	4.5	4.5	4.0	3.5	3.0
Severe exposure	7.5	7.0	6.0	6.0	5.5	5.0	4.5	4.0

* These quantities of mixing water are for use in computing cementitious material contents for trial batches. They are maximums for reasonably well-shaped angular coarse aggregates graded within limits of accepted specifications.

** The slump values for concrete containing aggregates larger than 37.5 mm are based on slump tests made after removal of particles larger than 37.5 mm by wet screening.

† The air content in job specifications should be specified to be delivered within -1 to +2 percentage points of the table target value for moderate and severe exposures.

Adapted from ACI 211.1 and ACI 318. Hover (1995) presents this information in graphical form.





Different slumps are needed for various types of concrete construction. Slump is usually indicated in the job specifications as a range, such as 50 to 100 mm, or as a maximum value not to be exceeded. ASTM C 94 addresses slump tolerances in detail. When slump is not specified, an approximate value can be selected from Table (8-9) for concrete consolidated by mechanical vibration. **For batch adjustments, the slump can be increased by about 10 mm by adding 2 kilograms of water per cubic meter of concrete.**

8-4-8 Water Content:

The water content of concrete is influenced by a number of factors: aggregate size, aggregate shape, aggregate texture, slump, water to cementing materials ratio, air content, cementing materials type and content, admixtures, and environmental conditions. An increase in air content and aggregate size, a reduction in water-cementing materials ratio and slump, and the use of rounded aggregates, water-reducing admixtures, or fly ash will reduce water demand. On the other hand, increased temperatures, cement contents, slump, water-cement ratio, aggregate angularity, and a decrease in the proportion of coarse aggregate to fine aggregate will increase water demand.

The approximate water contents in Table (8-8) and Fig. (8-6), used in proportioning, are for angular coarse aggregates (crushed stone). **For some concretes and aggregates, the water estimates in Table (8-8) and Fig. (8-6) can be reduced by approximately 10 kg for subangular aggregate, 20**





kg for gravel with some crushed particles, and 25 kg for a rounded gravel to produce the slumps shown. This illustrates the need for trial batch testing of local materials, as each aggregate source is different and can influence concrete properties differently.

Table (8-9) Recommended Slumps for Various Types of Construction.

Concrete construction	Slump, mm	
	Maximum*	Minimum
Reinforced foundation walls and footings	75	25
Plain footings, caissons, and substructure walls	75	25
Beams and reinforced walls	100	25
Building columns	100	25
Pavements and slabs	75	25
Mass concrete	75	25

*May be increased 25 mm for consolidation by hand methods, such as rodding and spading.

Plasticizers can safely provide higher slumps. Adapted from ACI 211.1.



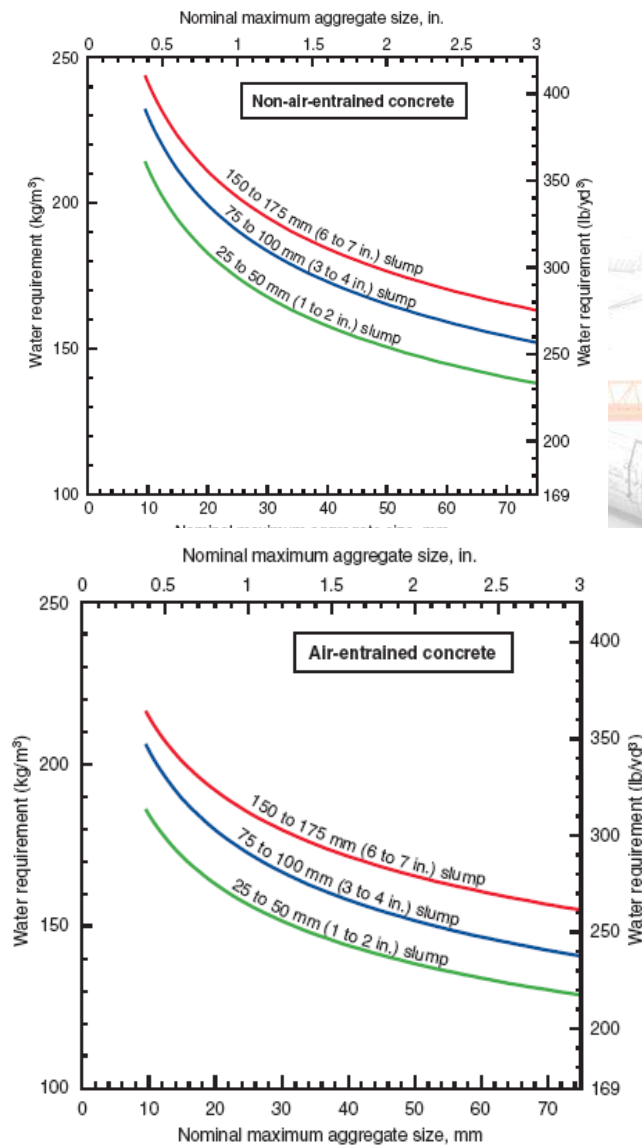
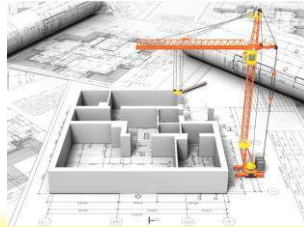
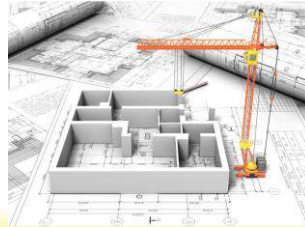


Fig. 8-6. Approximate water requirement for various slumps and crushed aggregate sizes for non-air-entrained concrete and air-entrained concrete. Adapted from Table (8-8), ACI 211.1 and Hover (1995 and 1998).





It should be kept in mind that changing the amount of any single ingredient in a concrete mixture normally effects the proportions of other ingredients as well as alter the properties of the mixture. For example, the addition of 2 kg of water per cubic meter will increase the slump by approximately 10 mm; it will also increase the air content and paste volume, decrease the aggregate volume, and lower the density of the concrete. In mixture adjustments, for the same slump, a decrease in air content by 1 percentage point will increase the water demand by about 3 kg per cubic meter of concrete.

8-4-9 Cementing Materials Content and Type:

The cementing materials content is usually determined from the selected water-cementing materials ratio and water content, although a minimum cement content frequently is included in specifications in addition to a maximum water-cementing materials ratio. Minimum cement content requirements serve to ensure satisfactory durability and finishability, to improve wear resistance of slabs, and to guarantee a suitable appearance of vertical surfaces. This is important even though strength requirements may be met at lower cementing materials contents. However, excessively large amounts of cementing materials should be avoided to maintain economy in the mixture and to not adversely affect workability and other properties.

For severe freeze-thaw, deicer, and sulfate exposures, it is desirable to specify:

Dr. Ammar Saleem Khazaal
Structural materials Specialist Engineer
✉ E-Mail: akhazaal56@gmail.com.
drammarkhazaal@tu.edu.iq

Skype: dr.ammar.material.
https://www.researchgate.net/profile/Ammar_Saleem5

Tikrit University Campus
Civil Eng. Department/Office # 0202.
P.O. Box 16277





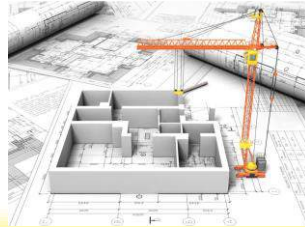
- 1) A minimum cementing materials content of 335 kg per cubic meter of concrete.
- 2) Only enough mixing water to achieve the desired consistency without exceeding the maximum water-cementing materials ratios shown in Tables (8-4 and 8-5). For placing concrete underwater, usually not less than 390 kg of cementing materials per cubic meter of concrete should be used with a water to cementing materials ratio not exceeding 0.45. For workability, finishability, abrasion resistance, and durability in flatwork, the quantity of cementing materials to be used should be not less than shown in Table (8-10).

Table (8-10) Minimum Requirements of Cementing Materials for Concrete used in Flat Works.

Nominal maximum size of aggregate, mm	Cementing materials, kg/m ³ *
37.5	280
25	310
19	320
12.5	350
9.5	360

* Cementing materials quantities may need to be greater for severe exposure. For example, for deicer exposures, concrete should contain at least 335 kg/m³ of cementing materials. Adapted from ACI 302.





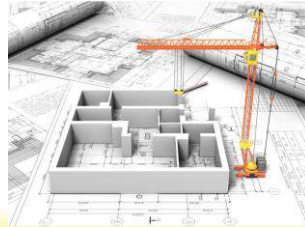
To obtain economy, proportioning should minimize the amount of cement required without sacrificing concrete quality. Since quality depends primarily on water-cementing materials ratio, the water content should be held to a minimum to reduce the cement requirement. **Steps to minimize water and cement requirements include use of :**

- (1) The stiffest practical mixture.
- (2) The largest practical maximum size of aggregate.
- (3) The optimum ratio of fine-to-coarse aggregate.

Concrete that will be exposed to sulfate conditions should be made with the type of cement shown in Table (8-5). Seawater contains significant amounts of sulfates and chlorides. Although sulfates in seawater are capable of attacking concrete, the presence of chlorides in seawater inhibits the expansive reaction that is characteristic of sulfate attack.

This is the major factor explaining observations from a number of sources that the performance of concretes in seawater have shown satisfactory durability; this is despite the fact these concretes were made with portland cements having tricalcium aluminate (C_3A) contents as high as 10%, and sometimes greater. However, the permeability of these concretes was low, and the reinforcing steel had adequate cover. Portland cements meeting a C_3A requirement of not more than 10% or less than 4% (to ensure durability of reinforcement) are acceptable (ACI 357R).





Supplementary cementitious materials have varied effects on water demand and air contents. The addition of fly ash will generally reduce water demand and decrease the air content if no adjustment in the amount of air-entraining admixture is made. Silica fume increases water demand and decreases air content. Slag and metakaolin have a minimal effect at normal dosages.

Table (8-11) Cementitious Materials Requirements for Concrete Exposed to Deicing Chemicals.

Cementitious materials*	Maximum percent of total cementitious materials by mass**
Fly ash and natural pozzolans	25
Slag	50
Silica fume	10
Total of fly ash, slag, silica fume and natural pozzolans	50 [†]
Total of natural pozzolans and silica fume	35 [†]

* Includes portion of supplementary cementing materials in blended cements.

** Total cementitious materials include the summation of Portland cements, blended cements, fly ash, slag, silica fume and other pozzolans.

[†] Silica fume should not constitute more than 10% of total cementitious materials and fly ash or other pozzolans shall not constitute more than 25% of cementitious materials. Adapted from ACI 318.

Table (8-11) shows limits on the amount of supplementary cementing materials in concrete to be exposed to deicers. Local practices should be consulted as dosages smaller or larger than those shown in Table (8-11)





can be used without jeopardizing scale-resistance, depending on the exposure severity.

8-4-10 Admixtures:

Water-reducing admixtures are added to concrete to reduce the water-cementing materials ratio, reduce cementing materials content, reduce water content, reduce paste content, or to improve the workability of a concrete without changing the water-cementing materials ratio. Water reducers will usually decrease water contents by 5% to 10% and some will also increase air contents by $\frac{1}{2}$ to 1 percentage point. Retarders may also increase the air content.

High-range water reducers (plasticizers) reduce water contents between 12% and 30% and some can simultaneously increase the air content up to 1 percentage point; others can reduce or not affect the air content.

Calcium chloride-based admixtures reduce water contents by about 3% and increase the air content by about $\frac{1}{2}$ percentage point. When using a chloride-based admixture, the risks of reinforcing steel corrosion should be considered. Table (8-12) provides recommended limits on the water-soluble chloride ion content in reinforced and prestressed concrete for various conditions.

When using more than one admixture in concrete, the compatibility of intermixing admixtures should be assured by the admixture manufacturer or the combination of admixtures should be tested in trial





batches. The water contained in admixtures should be considered part of the mixing water if the admixture's water content is sufficient to affect the water-cementing materials ratio by 0.01 or more. **An excessive use of multiple admixtures should be minimized to allow better control of the concrete mixture in production and to reduce the risk of admixture incompatibility.**

Table (8-12) Maximum Chloride-Ion Content for Corrosion Protection.

Type of member	Maximum water-soluble chloride ion (Cl-) in concrete, percent by mass of cement*
Prestressed concrete	0.06
Reinforced concrete exposed to chloride in service	0.15
Reinforced concrete that will be dry or protected from moisture	1.00
in service	
Other reinforced concrete construction	0.30

*ASTM C 1218. Adapted from ACI 318.

8-4-11 Proportioning:

The design of concrete mixtures involves the following:

- (1) The establishment of specific concrete characteristics.





- (2) The selection of proportions of available materials to produce concrete of required properties, with the greatest economy.

Proportioning methods have evolved from the arbitrary volumetric method (1:2:3— cement : sand : coarse aggregate) of the early 1900s (Abrams 1918) to the present-day weight and absolute volume methods described in ACI's Committee 211 Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavy-weight and Mass Concrete (ACI 211.1).

Weight proportioning methods are fairly simple and quick for estimating mixture proportions using an assumed or known weight of concrete per unit volume. A more accurate method, absolute volume, involves use of relative density (specific gravity) values for all the ingredients to calculate the absolute volume each will occupy in a unit volume of concrete. The absolute volume method will be illustrated. A concrete mixture also can be proportioned from field experience (statistical data) or from trial mixtures.

Other valuable documents to help proportion concrete mixtures include the Standard Practice for Selecting Proportions for Structural Lightweight Concrete (ACI 211.2); Guide for Selecting Proportions for No-Slump Concrete (ACI 211.3); Guide for Selecting Proportions for High-Strength Concrete with Portland Cement and Fly Ash (ACI 211.4R); and Guide for Submittal of Concrete Proportions (ACI 211.5). Hover (1995 and





1998) provides a graphical process for designing concrete mixtures in accordance with ACI 211.1.

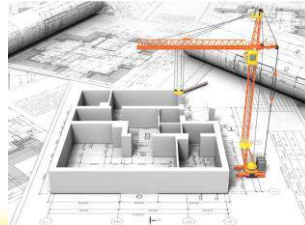
8-4-11-1 Proportioning from Field Data:

A presently or previously used concrete mixture design can be used for a new project if strength-test data and standard deviations show that the mixture is acceptable. Durability aspects previously presented must also be met. Standard deviation computations are outlined in ACI 318.

The statistical data should essentially represent the same materials, proportions, and concreting conditions to be used in the new project. The data used for proportioning should also be from a concrete with an f'_c that is within 7 MPa of the strength required for the proposed work. Also, the data should represent at least 30 consecutive tests or two groups of consecutive tests totaling at least 30 tests (one test is the average strength of two cylinders from the same sample).

If only 15 to 29 consecutive tests are available, an adjusted standard deviation can be obtained by multiplying the standard deviation (σ) for the 15 to 29 tests and a modification factor from Table (8-13). The data must represent 45 or more days of tests.





**Table (8-13) Modification Factor for Standard Deviation
when Less than 30 Tests are Available.**

Number of tests*	Modification factor for standard deviation**
Less than 15	Use Table (8-14)
15	1.16
20	1.08
25	1.03
30 or more	1.00

* Interpolate for intermediate numbers of tests.

** Modified standard deviation to be used to determine required average strength, f'_{cr} .

Adapted from ACI 318.

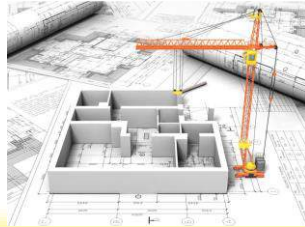
The standard or modified deviation is then used in Equations 8-1 to 8-3. The average compressive strength from the test record must equal or exceed the ACI 318 required average compressive strength, f'_{cr} , in order for the concrete proportions to be acceptable. The f'_{cr} for the selected mixture proportions is equal to the larger of Equations 8-1 and 8-2 (for $f'_c \leq 35$ MPa) or Equations 8-1 and 8-3 (for $f'_c > 35$ MPa).

$$f'_{cr} = f'_c + 1.34 \sigma \quad \text{Equ. (8-1).}$$

$$f'_{cr} = f'_c + 2.33 \sigma - 3.45 \quad \text{Equ. (8-2)}$$

$$f'_{cr} = 0.9 f'_c + 2.33 \sigma \quad \text{Equ. (8-3)}$$





Where

f'_{cr} : required average compressive strength of concrete used as the basis for selection of concrete proportions, MPa.

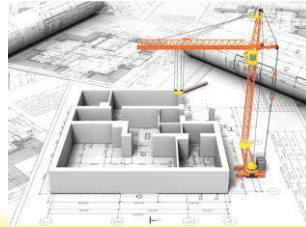
f'_c : specified compressive strength of concrete, MPa.

σ : standard deviation, MPa.

When field strength test records do not meet the previously discussed requirements, f'_{cr} can be obtained from Table (8-14). A field strength record, several strength test records, or tests from trial mixtures must be used for documentation showing that the average strength of the mixture is equal to or greater than f'_{cr} .

If less than 30, but not less than 10 tests are available, the tests may be used for average strength documentation if the time period is not less than 45 days. Mixture proportions may also be established by interpolating between two or more test records if each meets the above and project requirements. If a significant difference exists between the mixtures that are used in the interpolation, a trial mixture should be considered to check strength gain. If the test records meet the above requirements and limitations of ACI 318, the proportions for the mixture may then be considered acceptable for the proposed work.

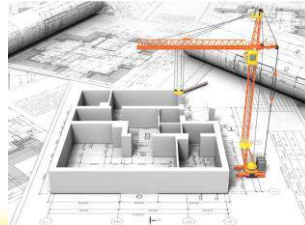




If the average strength of the mixtures with the statistical data is less than f'_{cr} , or statistical data or test records are insufficient or not available, the mixture should be proportioned by the trial-mixture method. The approved mixture must have a compressive strength that meets or exceeds f'_{cr} . Three trial mixtures using three different water to cementing materials ratios or cementing materials contents should be tested. A water to cementing materials ratio to strength curve (similar to Fig. 8-3) can then be plotted and the proportions interpolated from the data. It is also good practice to test the properties of the newly proportioned mixture in a trial batch.

ACI 214 provides statistical analysis methods for monitoring the strength of the concrete in the field to ensure that the mix properly meets or exceeds the design strength of the concrete should be determined by testing the cylinders in compression. The test results should be plotted to produce a strength versus water-cementing materials ratio curve (similar to Fig. 8-3) that is used to proportion a mixture.





**Table (8-14) Required Average Compressive Strength when
Data are not Available to Establish a Standard Deviation.**

Specified compressive strength, f'_c , MPa	Required average compressive strength, f'_{cr} , MPa
Less than 21	$f'_c + 7$
21 to 35	$f'_c + 8.5$
Over 35	$1.1 f'_c + 5$

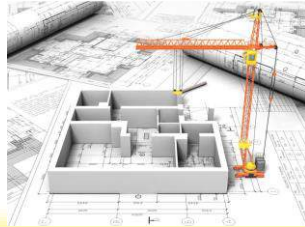
Adapted from ACI 318.

A number of different methods of proportioning concrete ingredients have been used at one time or another, including:

- i) Arbitrary assignment (1:2:3), volumetric.
- ii) Void ratio.
- iii) Fineness modulus.
- iv) Surface area of aggregates.
- v) Cement content.

Any one of these methods can produce approximately the same final mixture after adjustments are made in the field. The best approach, however, is to select proportions based on past experience and reliable test





data with an established relationship between strength and water to cementing materials ratio for the materials to be used in the concrete. The trial mixtures can be relatively small batches made with laboratory precision or job-size batches made during the course of normal concrete production. Use of both is often necessary to reach a satisfactory job mixture.

The following parameters must be selected first:

- 1) Required Strength.
- 2) Minimum cementing materials content or maximum water-cementing materials ratio.
- 3) Nominal maximum size of aggregate.
- 4) Air content.
- 5) Desired slump.

Trial batches are then made varying the relative amounts of fine and coarse aggregates as well as other ingredients. Based on considerations of workability and economy, the proper mixture proportions are selected. When the quality of the concrete mixture is specified by water-cementitious material ratio, the trial-batch procedure consists essentially of combining a paste (water, cementing materials, and, generally, a chemical admixture) of the correct proportions with the necessary amounts of fine and coarse aggregates to produce the required slump and





workability. Representative samples of the cementing materials, water, aggregates, and admixtures must be used.

Quantities per cubic meter are then calculated. To simplify calculations and eliminate error caused by variations in aggregate moisture content, the aggregates should be prewetted then dried to a saturated surface-dry (SSD) condition; place the aggregates in covered containers to keep them in this SSD condition until they are used. The moisture content of the aggregates should be determined and the batch weights corrected accordingly.

The size of the trial batch is dependent on the equipment available and on the number and size of test specimens to be made. Larger batches will produce more accurate data. Machine mixing is recommended since it more nearly represents job conditions; it is mandatory if the concrete is to contain entrained air. The mixing procedures outlined in ASTM C 192 (AASHTO T 126) should be used.

8-4-12 Measurements & Calculations:

Tests for slump, air content, and temperature should be made on the trial mixture, and the following measurements and calculations should also be performed:





8-4-12-1 Density (Unit Weight) and Yield.

The density (unit weight) of freshly mixed concrete is expressed in kilograms per cubic meter. The yield is the volume of fresh concrete produced in a batch, usually expressed in cubic meters. The yield is calculated by dividing the total mass of the materials batched by the density of the freshly mixed concrete. Density and yield are determined in accordance with ASTM C 138.

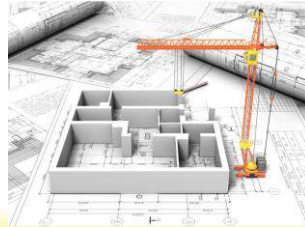
8-4-12-2 Absolute Volume.

The absolute volume of a granular material (such as cement and aggregates) is the volume of the solid matter in the particles; it does not include the volume of air spaces between particles. The volume (yield) of freshly mixed concrete is equal to the sum of the absolute volumes of the concrete ingredients—cementing materials, water (exclusive of that absorbed in the aggregate), aggregates, admixtures when applicable, and air. The absolute volume is computed from a material's mass and relative density (specific gravity) as follows:

$$\text{Absolute volume} = \frac{\text{Mass of loose material}}{\text{Relative density of a material} \times \text{Density of water}}$$

A value of 3.15 can be used for the relative density (specific gravity) of portland cement. Blended cements have relative densities ranging from 2.90 to 3.15. The relative density of fly ash varies from 1.9 to 2.8, slag from 2.85 to 2.95, and silica fume from 2.20 to 2.25. The relative density of





water is 1.0 and the density of water 1000 kg/m³ at 4°C is accurate enough for mix calculations at room temperature. More accurate water density values are given in Table (8-15). Relative density of normal aggregate usually ranges between 2.4 and 2.9.

Table (8-15) Density of Water versus Temperature.

Temperature, °C	Density, kg/m ³
16	998.93
18	998.58
20	998.19
22	997.75
24	997.27
26	996.75
28	996.20
30	995.61

The relative density of aggregate as used in mix design calculations is the relative density of either saturated surface-dry (SSD) material or ovdry material. Relative densities of admixtures, such as water reducers, can also be considered if needed. Absolute volume is usually expressed in cubic meters.

The absolute volume of air in concrete, expressed as cubic meters per cubic meter, is equal to the total air content in percent divided by 100 (for



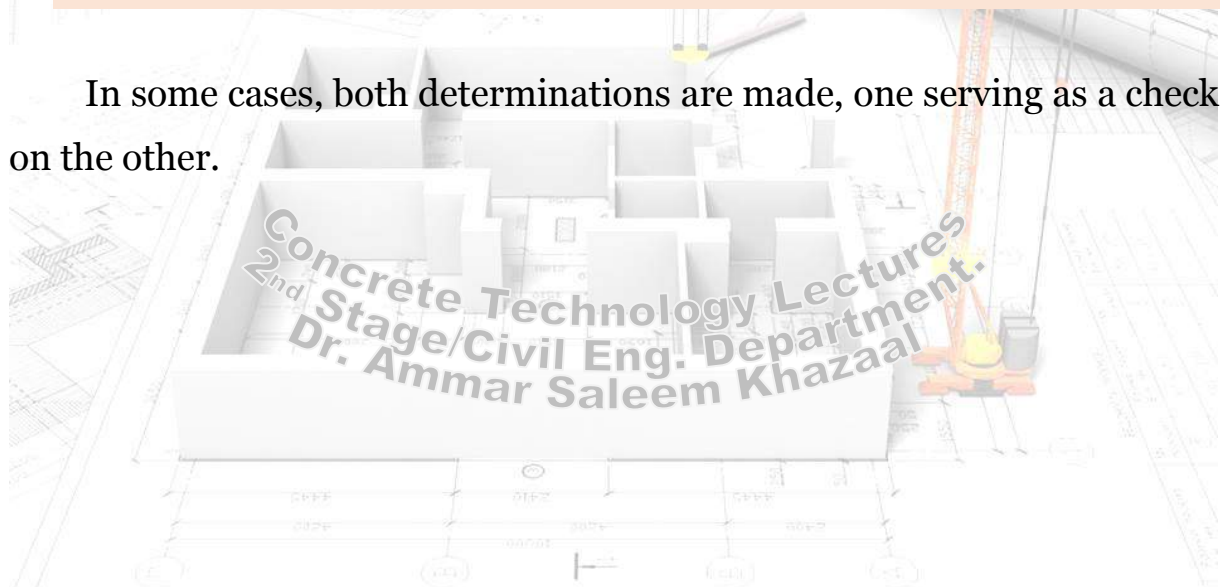


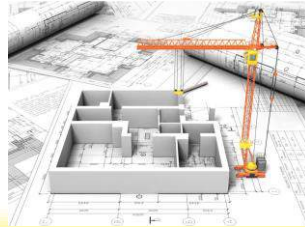
example, $7\% \div 100$) and then multiplied by the volume of the concrete batch.

The volume of concrete in a batch can be determined by either of two methods:

1. If the relative densities of the aggregates and cementing materials are known, these can be used to calculate concrete volume.
2. If the relative densities are unknown, or they vary, the volume can be computed by dividing the total mass of materials in the mixer by the density of concrete.

In some cases, both determinations are made, one serving as a check on the other.





Chapter Eight: (Design & Proportioning Normal Concrete Mixtures)

Lecture # 29: ACI Method (3 Hrs.) (Part II).

8-5 Example (1) of Mixture Proportioning:

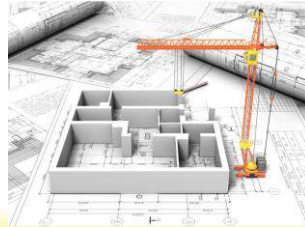
Conditions and Specifications. Concrete is required for a pavement that will be exposed to moisture in a severe freeze-thaw environment. A specified compressive strength, f'_c , of 35 MPa is required at 28 days. Air entrainment is required. Slump should be between 25 mm and 75 mm. A nominal maximum size aggregate of 25 mm is required. No statistical data on previous mixes are available. The materials available are as follows:

✚ **Cement:** Type GU (ASTM C 1157) with a relative density of 3.0.

✚ **Coarse aggregate:** Well-graded, 25-mm nominal maximum-size rounded gravel (ASTM C 33 or AASHTOM 80) with an oven-dry relative density of 2.68, absorption of 0.5% (moisture content at SSD condition) and oven-dry rodded bulk density (unit weight) of 1600 kg/m³. The laboratory sample for trial batching has a moisture content of 2%.

✚ **Fine aggregate:** Natural sand (ASTM C 33 or AASHTO M 6) with an oven-dry relative density of 2.64 and absorption of 0.7%. The





laboratory sample moisture content is 6%. The fineness modulus is 2.80.

✚ **Air-entraining admixture:** Wood-resin type (ASTM C 260 or AASHTO M 154).

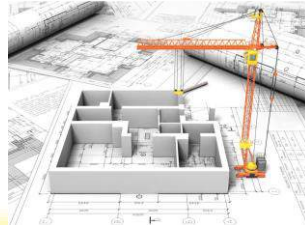
✚ **Water reducer:** ASTM C 494 (AASHTOM194). This particular admixture is known to reduce water demand by 10% when used at a dosage rate of 3 g (or 3 mL) per kg of cement. Assume that the chemical admixtures have a density close to that of water, meaning that 1 mL of admixture has a mass of 1 g. From this information, the task is to proportion a trial mixture that will meet the above conditions and specifications.

Solution:

1. Strength.

The design strength of 35 MPa is greater than the 31 MPa required in Table (8-1) for the exposure condition. Since no statistical data is available, f'_{cr} (required compressive strength for proportioning) from Table (8-14) is equal to $f'_c + 8.5$. Therefore, $f'_{cr} = 35 + 8.5 = 43.5$ MPa.





2. Water to Cement Ratio.

For an environment with moist freezing and thawing, the maximum water to cementitious material ratio should be 0.45. The recommended water to cementitious material ratio for an f'_{cr} of 43.5 MPa is 0.31 from Fig. (8-3) or interpolated from Table (8-6) [$\{(45 - 43.5)(0.34 - 0.30)/(45 - 40)\} + 0.30 = 0.31$]. Since the lower water to cement ratio governs, the mix must be designed for 0.31. If a plot from trial batches or field tests had been available, the water to cement ratio could have been extrapolated from that data.

3. Air Content.

For a severe freeze-thaw exposure, Table (8-8) recommends a target air content of 6.0% for a 25-mm aggregate. Therefore, design the mix for 5% to 8% air and use 8% (or the maximum allowable) for batch proportions. The trial-batch air content must be within ± 0.5 percentage points of the maximum allowable air content.

4. Slump.

The slump is specified at 25 mm to 75 mm. Use 75 mm ± 20 mm for proportioning purposes.

5. Water Content.

Table (8-8) and Fig. (8-4) recommend that a 75-mm slump, air-entrained concrete made with 25-mm nominal maximum-size aggregate





should have a water content of about 175 kg/m³. However, rounded gravel should reduce the water content of the table value by about 25 kg/m³. Therefore, the water content can be estimated to be about 150 kg/m³ (175 kg/m³ minus 25 kg/m³). In addition, the water reducer will reduce water demand by 10% resulting in an estimated water demand of 135 kg/m³.

6. Cement Content.

The cement content is based on the maximum water-cement ratio and the water content. Therefore, 135 kg/m³ of water divided by a water-cement ratio of 0.31 requires a cement content of 435 kg/m³; this is greater than the 335 kg/m³ required for frost resistance (Table 8-7).

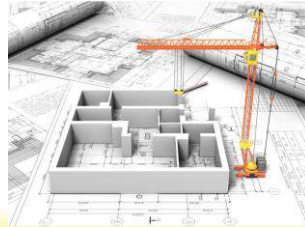
7. Coarse-Aggregate Content.

The quantity of 25-mm nominal maximum-size coarse aggregate can be estimated from Fig. (8-2) or Table (8-4). The bulk volume of coarse aggregate recommended when using sand with a fineness modulus of 2.80 is 0.67. Since it has a bulk density of 1600 kg/m³, the oven-dry mass of coarse aggregate for a cubic meter of concrete is $1600 \times 0.67 = 1072$ kg.

8. Admixture Content.

For an 8% air content, the air-entraining admixture manufacturer recommends a dosage rate of 0.5 g per kg of cement. From this information, the amount of air-entraining admixture per cubic meter of concrete is $0.5 \times 435 = 218$ g or 0.218 kg. The water reducer dosage rate of





3 g per kg of cement results in $3 \times 435 = 1305$ g or 1.305 kg of water reducer per cubic meter of concrete.

9. Fine-Aggregate Content.

At this point, the amounts of all ingredients except the fine aggregate are known. In the absolute volume method, the volume of fine aggregate is determined by subtracting the absolute volumes of the known ingredients from 1 cubic meter. The absolute volume of the water, cement, admixtures and coarse aggregate is calculated by dividing the known mass of each by the product of their relative density and the density of water. Volume computations are as follows:

$$- \text{Water} = \frac{135}{1 \times 1000} = 0.135 \text{ m}^3.$$

$$- \text{Cement} = \frac{435}{3.0 \times 1000} = 0.145 \text{ m}^3.$$

$$- \text{Air} = \frac{8.0}{100} = 0.08 \text{ m}^3.$$

$$- \text{Coarse aggregate} = \frac{1072}{2.68 \times 1000} = 0.400 \text{ m}^3.$$

Total volume of known ingredients = 0.760 m³.

The calculated absolute volume of fine aggregate is then





$$1 - 0.76 = 0.24 \text{ m}^3.$$

The mass of dry fine aggregate is

$$0.24 \times 2.64 \times 1000 = 634 \text{ kg}.$$

The mixture then has the following proportions before trial mixing for one cubic meter of concrete:

- Water 135 kg.
- Cement 435 kg.
- Coarse aggregate (dry) 1072 kg.
- Fine aggregate (dry) 634 kg.

$$\text{Total mass} = 2276 \text{ kg}.$$

- Air-entraining admixture 0.218 kg.
- Water reducer 1.305 kg.

Slump 75 mm (± 20 mm for trial batch).

Air content 8% ($\pm 0.5\%$ for trial batch).

Estimated concrete density (using SSD aggregate) = $135 + 435 + (1072 \times 1.005^*) + (634 \times 1.007^*)$

$$= 2286 \text{ kg/m}^3$$





The liquid admixture volume is generally too insignificant to include in the water calculations. However, certain admixtures, such as shrinkage reducers, plasticizers, and corrosion inhibitors are exceptions due to their relatively large dosage rates; their volumes should be included.

10. Moisture.

Corrections are needed to compensate for moisture in and on the aggregates. In practice, aggregates will contain some measurable amount of moisture. The dry batch weights of aggregates, therefore, have to be increased to compensate for the moisture that is absorbed in and contained on the surface of each particle and between particles. The mixing water added to the batch must be reduced by the amount of free moisture contributed by the aggregates. Tests indicate that for this example, coarse aggregate moisture content is 2% and fine-aggregate moisture content is 6%. With the aggregate moisture contents (MC) indicated, the trial batch aggregate proportions become:

Coarse aggregate (2% MC) = $1072 \times 1.02 = 1093$ kg.

Fine aggregate (6% MC) = $634 \times 1.06 = 672$ kg.

Water absorbed by the aggregates does not become part of the mixing water and must be excluded from the water adjustment. Surface moisture contributed by the coarse aggregate amounts to





$$2\% - 0.5\% = 1.5\%.$$

And that contributed by the fine aggregate is

$$6\% - 0.7\% = 5.3\%.$$

The estimated requirement for added water becomes;
 $135 - (1072 \times 0.015) - (634 \times 0.053) = 85 \text{ kg}.$

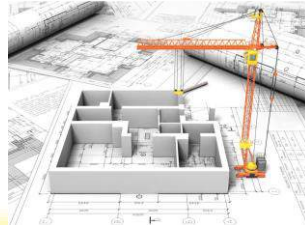
The estimated batch weights for one cubic meter of concrete are revised to include aggregate moisture as follows:

- Water (to be added) 85 kg.
 - Cement 435 kg.
 - Coarse aggregate (2% MC, wet) 1093 kg.
 - Fine aggregate (6% MC, wet) 672 kg.
 - Air-entraining admixture 0.218 kg.
 - Water reducer 1.305 kg.
- Total = 2285 kg.

11. Trial Batch.

At this stage, the estimated batch weights should be checked by means of trial batches or by full-size field batches. Enough concrete must be mixed for appropriate air and slump tests and for casting the three cylinders required for 28-day compressive-strength tests, plus beams for





flexural tests if necessary. For a laboratory trial batch it is convenient, in this case, to scale down the weights to produce 0.1 m³ of concrete as follows:

- Water $85 \times 0.1 =$ 8.5 kg.
 - Cement $435 \times 0.1 =$ 43.5 kg.
 - Coarse aggregate (wet) $1093 \times 0.1 =$ 109.3 kg.
 - Fine aggregate (wet) $672 \times 0.1 =$ 67.2 kg.
-
- Total = 228.5 kg
- Air-entraining admixture $218 \text{ g} \times 0.1 = 21.8 \text{ g}$ or 21.8 mL.
 - Water reducer $1305 \text{ g} \times 0.1 = 130 \text{ g}$ or 130 mL.

The above concrete, when mixed, had a measured slump of 100 mm, an air content of 9%, and a density of 2274 kg per cubic meter. During mixing, some of the premeasured water may remain unused or additional water may be added to approach the required slump. In this example, although 8.5 kg of water was calculated to be added, the trial batch actually used only 8.0 kg. The mixture excluding admixtures therefore becomes;

- Water 8.0 kg.
- Cement 43.5 kg.
- Coarse aggregate (2% MC) 109.3 kg.





Fine aggregate (6% MC)

67.2 kg.

Total = 228.0 kg

The yield of the trial batch = $\frac{228}{2274} = 0.10026 \text{ m}^3$.

The mixing water content is determined from the added water plus the free water on the aggregates and is calculated as follows:

- Water added 8.0 Kg.
- Free water on coarse aggregate = $(109.3/1.02) \times 0.015$
= 1.61 Kg.
- Free water on fine aggregate = $(67.2/1.02) \times 0.053$
= 3.36 Kg.

The total quantity of water = 12.97 Kg.

The mixing water required for a cubic meter of the same slump concrete as the trial batch is $(12.97/0.10026) = 129 \text{ Kg}$.

12. Batch Adjustments.

The measured 100-mm slump of the trial batch is unacceptable (above 75 mm \pm 20 mm max.), the yield was slightly high, and the 9.0% air





content as measured in this example is also too high (more than 0.5% above 8.5% max.). Adjust the yield and reestimate the amount of air-entraining admixture required for an 8% air content and adjust the water to obtain a 75-mm slump. Increase the mixing water content by 3 kg/m³ for each 1% by which the air content is decreased from that of the trial batch and reduce the water content by 2 kg/m³ for each 10 mm reduction in slump.

The adjusted mixture water for the reduced slump and air content is (3 kg water x 1 percentage point difference for air) – (2 kg water x 25/10 for slump change) + 129 = 127 kg of water. With less mixing water needed in the trial batch, less cement also is needed to maintain the desired water-cement ratio of 0.31. The new cement content is (127/0.31) = 410 Kg.

The amount of coarse aggregate remains unchanged because workability is satisfactory. The new adjusted batch weights based on the new cement and water contents are calculated after the following volume computations:

- Water = $[127/(1 \times 1000)]$
= 0.127 m³.
- Cement = $[410/(3 \times 1000)]$
= 0.137 m³.
- Coarse aggregate (dry) = $[1072/(2.68 \times 1000)]$





$$= 0.400 \text{ m}^3.$$

- Air = $(8/100)$.
= 0.08 m^3 .

$$\text{Total} = 0.744 \text{ m}^3.$$

- Fine aggregate volume = $1 - 0.744$
= 0.256 m^3 .
- The weight of dry fine aggregate required = $0.256 \times 2.64 \times 1000$
= 676 Kg .
- Air-entraining admixture (the manufacturer suggests reducing the dosage by 0.1 g to reduce air 1 percentage point)
= 0.4×410
= 164 gm or ml .
- Water reducer = 3×410
= 1230 gm or ml .

Adjusted batch weights per cubic meter of concrete are;

- | | |
|--------------------------|----------|
| - Water | 127 kg. |
| - Cement | 410 kg. |
| - Coarse aggregate (dry) | 1072 kg. |
| - Fine aggregate (dry) | 676 kg. |





Total = 2285 kg

- Air-entraining admixture 164 g or mL.
- Water reducer 1230 g or mL.

Estimated concrete density (aggregates at SSD) = $127 + 410 + (1072 \times 1.005) + (676 \times 1.007)$
 $= 2295 \text{ kg/m}^3$.

After checking these adjusted proportions in a trial batch, it was found that the concrete had the desired slump, air content, and yield. The 28-day test cylinders had an average compressive strength of 48 MPa, which exceeds the f'_{cr} of 43.5 MPa. Due to fluctuations in moisture content, absorption rates, and relative density (specific gravity) of the aggregate, the density determined by volume calculations may not always equal the density determined by ASTM C 138 (AASHTO T 121). Occasionally, the proportion of fine to coarse aggregate is kept constant in adjusting the batch weights to maintain workability or other properties obtained in the first trial batch. After adjustments to the cementitious materials, water, and air content have been made, the volume remaining for aggregate is appropriately proportioned between the fine and coarse aggregates.





Additional trial concrete mixtures with water-cement ratios above and below 0.31 should also be tested to develop a strength to water-cement ratio relationship. From that data, a new more economical mixture with a compressive strength closer to f'_{cr} and a lower cement content can be proportioned and tested. The final mixture would probably look similar to the above mixture with a slump range of 25 mm to 75 mm and an air content of 5% to 8%. The amount of air-entraining admixture must be adjusted to field conditions to maintain the specified air content.

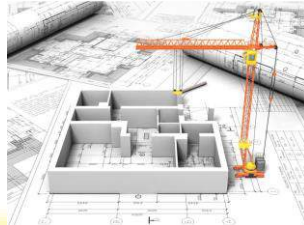
8-6 Example 2. Laboratory Trial Mixture Using the PCA Water-Cement Ratio Method.

With the following method, the mix designer develops the concrete proportions directly from the laboratory trial batch rather than the absolute volume of the constituent ingredients.

1. Conditions and Specifications.

Concrete is required for a plain concrete pavement to be constructed in North Dakota. The pavement specified compressive strength is 35 MPa at 28 days. The standard deviation of the concrete producer is 2.0 MPa. Type IP cement and 19-mm nominal maximum-size coarse aggregate is locally available. Proportion a concrete mixture for these conditions and check it by trial batch. Enter all data in the blank spaces on a trial mixture data sheet (Fig. 8-5).





2. Durability Requirements.

The pavement will be exposed to freezing, thawing, and deicers and therefore should have a maximum water to cementitious material ratio of 0.45 (Table 8-1) and at least 335 kg of cement per cubic meter of concrete.

3. Strength Requirements.

For a standard deviation of 2.0 MPa, the f'_{cr} (required compressive strength for proportioning) must be the larger of;

$$f'_{cr} = f'_c + 1.34 S \dots\dots\dots(1)$$

$$= 35 + 1.34 (2.0)$$

$$= 37.7 \text{ MPa.}$$

Or

$$f'_{cr} = f'_c + 2.33 S - 3.45 \dots\dots\dots(2)$$

$$= 35 + 2.33 (2.0) - 3.45$$

$$= 36.2 \text{ MPa.}$$

Therefore, the required average compressive strength is 37.7 MPa (The higher value of 1 or 2 above).





4. Aggregate Size.

The 19-mm maximum-size coarse aggregate and the fine aggregate are in saturated-surface dry condition for the trial mixtures.

5. Air Content.

The target air content should be 6% (Table 8-5) and the range is set at 5% to 8%.

6. Slump.

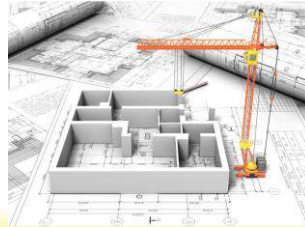
The specified target slump for this project is 40 (± 20) mm.

7. Batch Quantities.

For convenience, a batch containing 10 kg of cement is to be made. The quantity of mixing water required is $10 \times 0.45 = 4.5$ kg. Representative samples of fine and coarse aggregates are measured in suitable containers. The values are entered as initial mass in Column 2 of the trial-batch data sheet (Fig. 8-5).

All of the measured quantities of cement, water, and air-entraining admixture are used and added to the mixer. Fine and coarse aggregates, previously brought to a saturated, surface-dry condition, are added until a workable concrete mixture with a slump deemed adequate for placement is produced. The relative proportions of fine and coarse aggregate for workability can readily be judged by





an experienced concrete technician or engineer.

8. Workability.

Results of tests for slump, air content, density, and a description of the appearance and workability are noted in the data sheet and Table (8-13).

The amounts of fine and coarse aggregates not used are recorded on the data sheet in Column 3, and mass of aggregates used (Column 2 minus Column 3) are noted in Column 4. If the slump when tested had been greater than that required, additional fine or coarse aggregates (or both) would have been added to reduce slump. Had the slump been less than required, water and cement in the appropriate ratio (0.45) would have been added to increase slump. It is important that any additional quantities be measured accurately and recorded on the data sheet.

9. Mixture Proportions.

Mixture proportions for a cubic meter of concrete are calculated in Column 5 of Fig. (8-7) by using the batch yield (volume) and density (unit weight). For example, the number of kilograms of cement per cubic meter is determined by dividing one cubic meter by the volume of concrete in the batch and multiplying the result by the number of kilograms of cement in the batch. The percentage of fine aggregate by mass of total aggregate is also calculated. In this trial batch, the cement content was 341 kg/m³ and the fine





aggregate made up 38% of the total aggregate by mass. The air content and slump were acceptable. The 28-day strength was 39.1 MPa, greater than f'_{cr} . The mixture in Column 5, along with slump and air content limits of 40 (± 20) mm and 5% to 8%, respectively, is now ready for submission to the project engineer.

Data and Calculations for Trail Batch (Saturated Surface dry-aggregate)					
Batch Size of cement:			10	20	40
(1) Material (Kg)	(2) Initial Mass (Kg)	(3) Final Mass (Kg)	4 Mass used (col. 2 minus col. 3) (Kg)	5 Mass per cubic meter, No. of batches (C) \times col. 4	6 Remarks
Cement	10	0	10	341	
Water	4.5	0	4.5	153	
Fine Aggregate	37.6	17.3	20.3	691 (a)	% of Fine aggregate = $\frac{a}{a+b} \times 100$ = 38%.
Coarse Aggregate	44.1	11.0	33.1	1128 (b)	
Air-entraining admixture	10 ml	Total (T) = 67.9		2313	
		$T \times C = 67.9 \times 34.0648 = 2313$			Math. Check.

Measured slump	45 mm		
Measured air content	7.5%		
Appearance	Sandy	Good	Rocky
Workability	Good	Fair	Poor





Mass of Container plus concrete	42.7 Kg
Mass of Container	8.0 Kg
Mass of Concrete (A)	34.7 Kg.
Volume of container (B)	0.015 m ³ .
Density of Concrete (D)	$= A/B = 34.7/0.015 = 2313 \text{ Kg/m}^3.$
Volume of concrete produced	$= \text{Total mass of material per batch/Density}$ $= T/D$ $= 67.9/2313$ $= 0.0293558 \text{ m}^3.$
No. of batches per cubic meter (C)	$= 1.0/ \text{Volume of concrete produced}$ $= 1.0/0.0293558$ $= 34.0648 \text{ batches.}$

Table (8-16) Example of Results of Laboratory Trial Mixtures.

Batch no.	Slump, (mm)	Air content (%)	Density, (kg/m ³)	Cement content (kg/m ³)	Fine aggregate, percent of total aggregate	Workability
1	50	5.7	2341	346	28.6	Harsh
2	40	6.2	2332	337	33.3	Fair
3	45	7.5	2313	341	38.0	Good
4	36	6.8	2324	348	40.2	Good



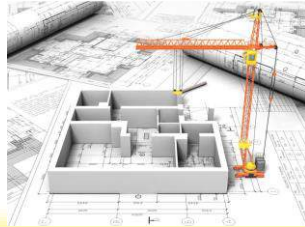
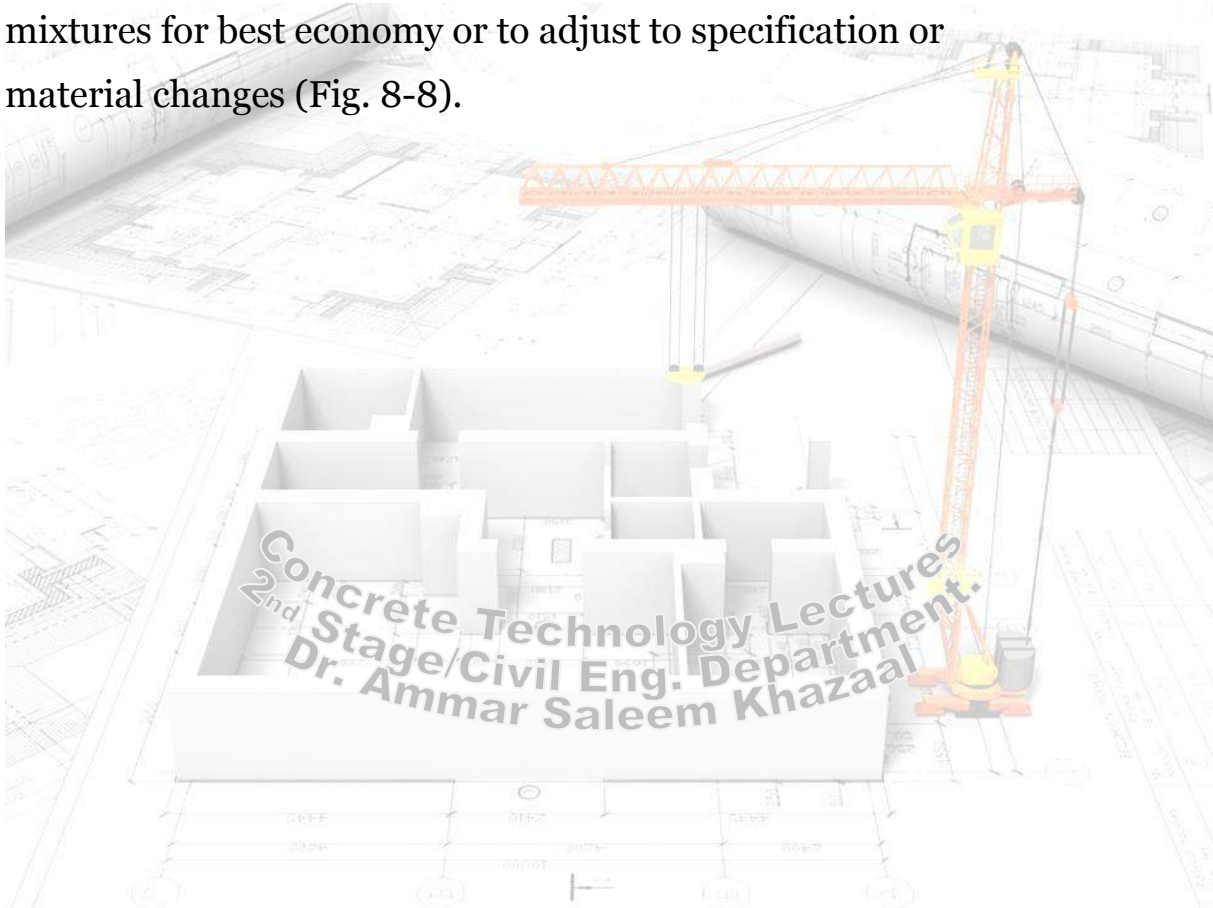


Table (8-16) illustrates the change in mix proportions for various types of concrete mixtures using a particular aggregate source. Information for concrete mixtures using particular ingredients can be plotted in several ways to illustrate the relationship between ingredients and properties. This is especially useful when optimizing concrete mixtures for best economy or to adjust to specification or material changes (Fig. 8-8).



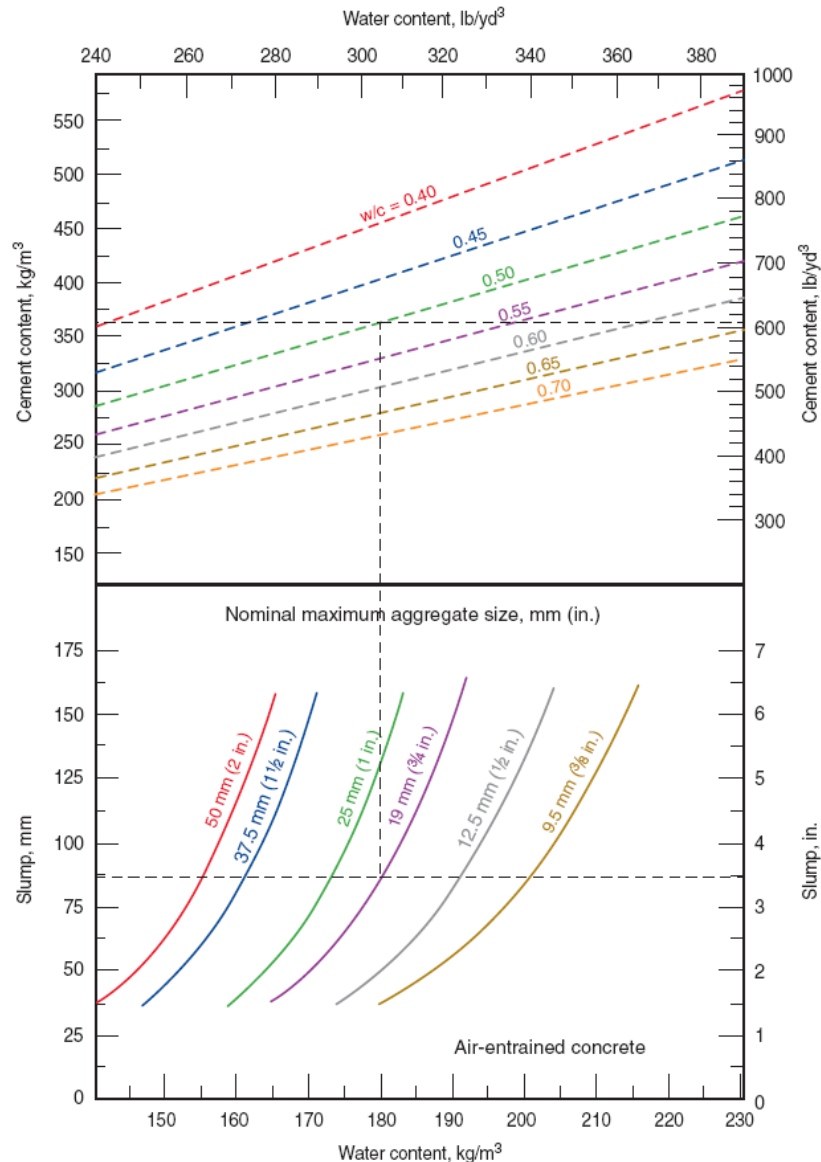
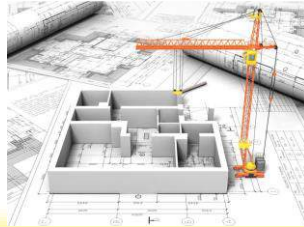


Fig. (8-8) Example Graphical Relationship for a Particular Aggregate Source Demonstrating the Relationship between Slump, Aggregate Size, Water to Cement Ratio, and Cement Content (Hover 1995).





**Table (8-17) Example Trial Mixtures for Air-Entrained
Concrete of Medium Consistency, 75-100 mm Slump.**

Water cement ratio	Nominal maximum size of aggregate (mm)	Air content (%)	Water Kg per cubic meter of concrete	Cement Kg per cubic meter of concrete	Fine sand (FM=2.5)			Fine sand (FM=2.9)		
					Fine aggregate % of total aggregate	Fine aggregate Kg per cubic meter of concrete	Coarse aggregate Kg per cubic meter of concrete	Fine aggregate % of total aggregate	Fine aggregate Kg per cubic meter of concrete	Coarse aggregate Kg per cubic meter of concrete
0.4	9.5	7.5	202	505	50	744	750	54	809	684
	12.5	7.5	194	485	41	630	904	46	702	833
	19.0	6	178	446	35	577	1071	39	648	1000
	25.0	6	169	424	32	534	1151	36	599	1086
	37.5	5	158	395	29	518	1255	33	589	1184
0.45	9.5	7.5	202	450	51	791	750	56	858	684
	12.5	7.5	194	387	43	678	904	47	750	833
	19.0	6	178	395	37	619	1071	41	690	1000
	25.0	6	169	377	33	576	1151	37	641	1088
	37.5	5	158	351	31	553	1225	35	625	1184
0.5	9.5	7.5	202	406	53	833	750	57	898	684
	12.5	7.5	194	387	44	714	904	49	785	833
	19.0	6	178	357	38	654	1071	42	726	1000
	25.0	6	169	338	34	605	1151	38	670	1086
	37.5	5	158	315	32	583	1225	36	654	1184
0.55	9.5	7.5	202	369	54	862	750	58	928	684
	12.5	7.5	194	351	45	744	904	49	815	833
	19.0	6	178	324	39	678	1071	43	750	1000
	25.0	6	169	309	35	629	1151	39	694	1086
	37.5	5	158	286	33	613	1225	37	684	1184
0.6	9.5	7.5	202	336	54	886	750	58	952	684
	12.5	7.5	194	321	46	768	904	50	839	833
	19.0	6	178	296	40	702	1071	44	773	1000
	25.0	6	169	282	36	653	1151	40	718	1086
	37.5	5	158	262	33	631	1225	37	702	1184
0.65	9.5	7.5	202	312	55	910	750	59	976	684
	12.5	7.5	194	298	47	791	904	51	863	833
	19.0	6	178	274	40	720	1071	44	791	1000
	25.0	6	169	261	37	670	1151	40	736	1086
	37.5	5	158	244	34	649	1225	38	720	1184





Water cement ratio	Nominal maximum size of aggregate (mm)	Air content (%)	Water Kg per cubic meter of concrete	Cement Kg per cubic meter of concrete	Fine sand (FM=2.5)			Fine sand (FM=2.9)		
					Fine aggregate % of total aggregate	Fine aggregate Kg per cubic meter of concrete	Coarse aggregate Kg per cubic meter of concrete	Fine aggregate % of total aggregate	Fine aggregate Kg per cubic meter of concrete	Coarse aggregate Kg per cubic meter of concrete
0.7	9.5	7.5	202	288	55	928	750	59	994	684
	12.5	7.5	194	277	47	809	904	51	880	833
	19.0	6	178	256	40	738	1071	44	809	1000
	25.0	6	169	240	37	688	1151	40	753	1086
	37.5	5	158	226	34	660	1225	38	732	1184

8-7 Example 3. Absolute Volume Method Using Multiple Cementing Materials and Admixtures.

The following example illustrates how to develop a mix using the absolute volume method when more than one cementing material and admixture are used.

Conditions and Specifications.

Concrete with a structural design strength of 40 MPa is required for a bridge to be exposed to freezing and thawing, deicers, and very severe sulfate soils. Acoulomb value not exceeding 1500 is required to minimize permeability to chlorides. Water reducers, air entrainers, and plasticizers are allowed. A shrinkage reducer is requested to keep shrinkage under 300 millionths. Some structural elements exceed a thickness of 1 meter, requiring control of heat development. The concrete producer has a standard deviation of 2 MPa for similar mixes to that





required here. For difficult placement areas, a slump of 200 mm to 250 mm is required. The following materials are available:

Cement:

Type HS, silica fume modified Portland cement, ASTM C 1157. Relative density of 3.14. Silica fume content of 5%.

Fly ash:

Class F, ASTM C 618 (AASHTO M 295). Relative density of 2.60.

Slag:

Grade 120, ASTM C 989 (AASHTO M 302). Relative density of 2.90.

Coarse aggregate:

Well-graded 19-mm nominal maximum-size crushed rock (ASTM C 33 or AASHTO M 80) with an oven-dry relative density of 2.68, absorption of 0.5%, and oven-dry density of 1600 kg/m³. The laboratory sample has a moisture content of 2.0%. This aggregate has a history of alkali-silica reactivity in the field.

Fine aggregate:

Natural sand with some crushed particles (ASTM C 33 or AASHTO M 6) with an oven-dry relative density of 2.64 and an absorption of 0.7%. The





laboratory sample has a moisture content of 6%. The fineness modulus is 2.80.

Air entrainer:

Synthetic, ASTM C 260 (AASHTO M 154).

Retarding water:

Type D, ASTM C 494 (AASHTO M reducer: 194). Dosage of 3 g per kg of cementing materials.

Plasticizer:

Type 1, ASTM C 1017. Dosage of 30 g per kg of cementing materials.

Shrinkage reducer:

Dosage of 15 g per kg of cementing materials.

Solution:

1. Strength.

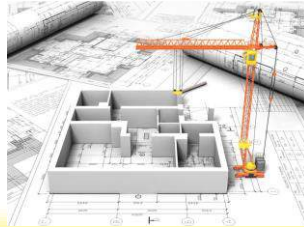
For a standard deviation of 2.0 MPa, the f'_{cr} must be the greater of

$$f'_{cr} = f'_c + 1.34 S$$

$$= 40 + 1.34 (2.0)$$

$$= 42.7 \text{ MPa.}$$





$$f'_{cr} = 0.9 f'_c + 2.33 S$$

$$= 0.9 (40) + 2.33 (2.0)$$

$$= 40.7 \text{ MPa.}$$

$$\text{Therefore } f'_{cr} = 42.7 \text{ MPa.}$$

2. Water to Cementing Materials Ratio.

Past field records using these materials indicate that a water to cementing materials ratio of 0.35 is required to provide a strength level of 42.7 MPa.

For a deicer environment and to protect embedded steel from corrosion, Table (8-1) requires a maximum water to cementing materials ratio of 0.40 and a strength of at least 35 MPa. For a severe sulfate environment, Table (8-2) requires a maximum water to cementing materials ratio of 0.40 and a strength of at least 35 MPa. Both the water to cementing materials ratio requirements and strength requirements are met and exceeded using the above determined 0.35 water to cementing materials ratio and 40 MPa design strength.

3. Air Content.

For a severe exposure, Fig. (8-3) suggests a target air content of 6% for 19-mm aggregate. Therefore, design the mix for 5% to 8% and use 8%





for batch proportions. The trial batch air content must be within ± 0.5 percentage points of the maximum allowable air content.

4. Slump.

Assume a slump of 50 mm without the plasticizer and a maximum of 200 mm to 250 mm after the plasticizer is added. Use 250 ± 20 mm for proportioning purposes.

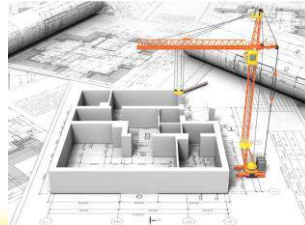
5. Water Content.

Fig. (8-4) recommends that a 50-mm slump, air-entrained concrete with 19-mm aggregate should have a water content of about 168 kg/m³. Assume the retarding water reducer and plasticizer will jointly reduce water demand by 15% in this case, resulting in an estimated water demand of 143 kg per cubic meter, while achieving the 250-mm slump.

6. Cementing Materials Content.

The amount of cementing materials is based on the maximum water-cementing materials ratio and water content. Therefore, 143 kg of water divided by a water-cementing materials ratio of 0.35 requires a cement content of 409 kg. Fly ash and slag will be used to help control alkali-silica reactivity and control temperature rise. Local use has shown that a fly ash dosage of 15% and a slag dosage of 30% by mass of cementing materials are adequate. Therefore, the suggested cementing materials for one cubic meter of concrete are as follows:





- Cement: 55% of 409 = 225 kg.
- Fly ash: 15% of 409 = 61 kg.
- Slag: 30% of 409 = 123 kg.

These dosages meet the requirements of Table 8-8 (2.8% silica fume from the cement + 15% fly ash + 30% slag = 47.8% which is less than the 50% maximum allowed).

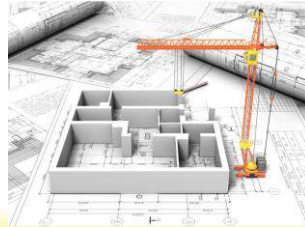
7. Coarse-Aggregate Content.

The quantity of 19-mm nominal maximum-size coarse aggregate can be estimated from Fig. (8-2). The bulk volume of coarse aggregate recommended when using sand with a fineness modulus of 2.80 is 0.62. Since the coarse aggregate has a bulk density of 1600 kg/m³, the oven-dry mass of coarse aggregate for a cubic meter of concrete is 1600 x 0.62 = 992 kg/m³.

8. Admixture Content.

For an 8% air content, the air-entraining admixture manufacturer recommends a dosage of 0.5 g per kg of cementing materials. The amount of air entrainer is then 0.5 x 409 = 205 g = 0.205 kg. The retarding water reducer dosage rate is 3 g per kg of cementing materials. This results in 3 x 409 = 1227 g or 1.227 kg of water reducer per cubic meter of concrete. The plasticizer dosage rate is 30 g per kg of cementing materials. This results in 30 x 409 = 12,270 g or 12.270 kg of plasticizer per cubic meter





of concrete. The shrinkage reducer dosage rate is 15 g per kg of cementing materials. This results in $15 \times 409 = 6135$ g or 6.135 kg of shrinkage reducer per cubic meter of concrete.

9. Fine-Aggregate Content.

At this point, the amounts of all ingredients except the fine aggregate are known. The volume of fine aggregate is determined by subtracting the absolute volumes of all known ingredients from 1 cubic meter. The absolute volumes of the ingredients is calculated by dividing the known mass of each by the product of their relative density and the density of water. Assume a relative density of 1.0 for the chemical admixtures. Assume a density of water of 997.75 kg/m³ as all materials in the laboratory are maintained at a room temperature of 22°C (Table 8-12). Volumetric computations are as follows:

- Water (including chemical admixtures) = $[143/(1 \times 997.75)]$
= 0.143 m³.
- Cement = $[225/(3.14 \times 997.75)]$
= 0.072 m³.
- Fly ash = $[61/(2.6 \times 997.75)]$
= 0.024 m³.





$$\begin{aligned} \text{Slag} &= [123 / (2.9 \times 997.75)] \\ &= 0.043 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Air} &= (8/100) \\ &= 0.08 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Coarse aggregate} &= [992 / (2.68 \times 997.75)] \\ &= 0.371 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

The total of solid volumes of above = 0.733 m³.

The calculated absolute volume of fine aggregate is then $1 - 0.733 = 0.267 \text{ m}^3$
The mass of dry fine aggregate is $0.267 \times 2.64 \times 997.75 = 703 \text{ kg}$
The admixture volumes are;

$$\begin{aligned} \text{Air entrainer} &= [0.205 / (1 \times 997.75)] \\ &= 0.0002 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Water reducer} &= [1.227 / (1 \times 997.75)] \\ &= 0.0012 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Plasticizer} &= [12.270 / (1 \times 997.75)] \\ &= 0.0123 \text{ m}^3. \end{aligned}$$





$$\begin{aligned}\text{Shrinkage reducer} &= [6.135/(1 \times 997.75)] \\ &= 0.0062 \text{ m}^3.\end{aligned}$$

Total = 19.84 kg of admixture with a volume of 0.0199 m³ Consider the admixtures part of the mixing water Mixing water minus admixtures = 143 – 19.84 = 123 kg The mixture then has the following proportions before trial mixing for 1 cubic meter of concrete:

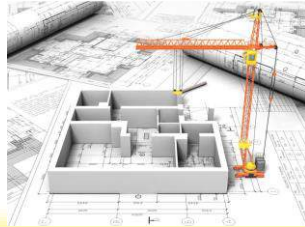
- Water 123 kg.
- Cement 225 kg.
- Fly ash 61 kg.
- Slag 123 kg.
- Coarse aggregate (dry) 992 kg.
- Fine aggregate (dry) 703 kg.
- Air entrainer 0.205 kg.
- Water reducer 1.227 kg.
- Plasticizer 12.27 kg.
- Shrinkage reducer 6.135 kg.

Total = 2247 kg.

Slump = 250 mm (± 20 mm for trial batch).

Air content = 8% (± 0.5% for trial batch).





Estimated concrete density using SSD aggregate (adding absorbed water)
 $= 123 + 225 + 61 + 123 + (992 \times 1.005) + (703 \times 1.007) + 20$
(admixtures) = 2257 kg/m³.

10. Moisture.

The dry batch weights of aggregates have to be increased to compensate for the moisture on and in the aggregates and the mixing water reduced accordingly. The coarse aggregate and fine aggregate have moisture contents of 2% and 6%, respectively. With the moisture contents indicated, the trial batch aggregate proportions

Become;

Coarse aggregate (2% MC) = $992 \times 1.02 = 1012$ kg

Fine aggregate (6% MC) = $703 \times 1.06 = 745$ kg

Absorbed water does not become part of the mixing water and must be excluded from the water adjustment. Surface moisture contributed by the coarse aggregate amounts to $2\% - 0.5\% = 1.5\%$ and that contributed by the fine aggregate, $6\% - 0.7\% = 5.3\%$. The estimated added water becomes $123 - (992 \times 0.015) - (703 \times 0.053) = 71$ kg.

The batch quantities for one cubic meter of concrete are revised to include aggregate moisture as follows:

* Water (to be added) 71 kg.





* Cement	225 kg.
* Fly ash	61 kg.
* Slag	123 kg.
* Coarse aggregate (2% MC)	1012 kg.
* Fine aggregate (6% MC)	745 kg.
* Air entrainer	0.205 kg.
* Water reducer	1.227 kg.
* Plasticizer	12.27 kg.
* Shrinkage reducer	6.14 kg.

11. Trial Batch.

The above mixture is tested in a 0.1 m³ batch in the laboratory (multiply above quantities by 0.1 to obtain batch quantities). The mixture had an air content of 7.8%, a slump of 240 mm, a density of 2257 kg/m³, a yield of 0.1 m³, and a compressive strength of 44 MPa. Rapid chloride testing resulted in a coulomb value of 990 (ASTM C 1202 or AASHTO T 277). A modified version of ASTM C 1260 was used to evaluate the potential of the mix for alkali-silica reactivity, resulting in an acceptable expansion of 0.02%. Temperature rise was acceptable and shrinkage was within specifications. The water-soluble chloride content was 0.06%, meeting the requirements of Table 9-9. The following mix proportions meet all applicable requirements and are ready for submission to the project engineer for approval:





✚ Water added 123 kg (143 kg total including admixtures).

✚ Cement, Type HS, 225 kg.

✚ Fly ash, Class F, 61 kg.

✚ Slag (Grade 120), 123 kg.

✚ Coarse aggregate 992 kg (ovendry) or 997 kg (SSD).

✚ Fine aggregate 703 kg (ovendry) or 708 kg (SSD).

✚ Air entrainer* 0.205 kg.

✚ Water reducer* 1.227 kg.

✚ Plasticizer* 12.27 kg.

✚ Shrinkage reducer* 6.14 kg.

➤ Slump 200 mm to 250 mm.

➤ Air content 5% to 8%.

➤ Density (SSD agg.) 2257 kg/m³

➤ Yield 1 m³

➤ Water-cementing materials ratio 0.35.

***Liquid admixture dosages are often provided in liters or milliliters in mix proportion documents.**

8-8 Concrete for small jobs.

Although well-established ready mixed concrete mixtures are used for most construction, ready mix is not always practical for small jobs, especially those requiring one cubic meter or less. Small batches of concrete mixed at the site are required for such jobs.





**Table (8-18) Proportions by Mass to Make One Tenth Cubic
Meter of Concrete for Small Jobs.**

Nominal maximum size coarse aggregate (mm)	Air-entrained concrete				Non-air-entrained concrete			
	Cement (Kg)	Wet fine aggregate (Kg)	Wet Coarse aggregate (Kg)	Water (Kg)	Cement (Kg)	Wet fine aggregate (Kg)	Wet Coarse aggregate (Kg)	Water (Kg)
9.5	46	85	74	16	46	94	74	18
12.5	43	74	88	16	43	85	88	18
19.0	40	67	104	16	40	75	104	16
25.0	38	62	112	15	38	72	112	15
37.5	37	61	120	14	37	69	120	14

*If crushed stone is used, decrease coarse aggregate by 5 kg and increase fine aggregate by 5 kg.

**Table (8-19) Proportions by Bulk Volume* of Concrete for
Small Jobs.**

Nominal maximum size coarse aggregate (mm)	Air-entrained concrete				Non-air-entrained concrete			
	Cement	Wet fine aggregate	Wet Coarse aggregate	Water	Cement	Wet fine aggregate	Wet Coarse aggregate	Water
9.5	1	2.25	1.5	0.5	1	2.5	1.5	0.5
12.5	1	2.25	2.0	0.5	1	2.5	2.0	0.5
19.0	1	2.25	2.5	0.5	1	2.5	2.5	0.5
25.0	1	2.25	2.75	0.5	1	2.5	2.75	0.5
37.5	1	2.25	3.0	0.5	1	2.5	3.0	0.5

*The Combined volume is approximately 2/3 of the sum of the original bulk volumes.

If mixture proportions or mixture specifications are not available, Tables (8-16) and (8-17) can be used to select proportions for concrete for





small jobs. Recommendations with respect to exposure conditions discussed earlier should be followed. The proportions in Tables (8-16) and (8-17) are only a guide and may need adjustments to obtain a workable mix with locally available aggregates (PCA 1988). Packaged, combined, dry concrete ingredients (ASTM C 387) are also available.

8-9 Design Review.

In practice, concrete mixture proportions will be governed by the limits of data available on the properties of materials, the degree of control exercised over the production of concrete at the plant, and the amount of supervision at the jobsite. It should not be expected that field results will be an exact duplicate of laboratory trial batches. An adjustment of the selected trial mixture is usually necessary on the job. The mixture design and proportioning procedures presented here and summarized in Fig. (8-9) are applicable to normal-weight concrete.

For concrete requiring some special property, using special admixtures or materials—lightweight aggregates, for example—different proportioning principles may be involved. Internet web sites also provide assistance with designing and proportioning concrete mixtures (Bentz 2001). Many of these web sites are internationally oriented and assume principles not used in North America. Therefore, appropriate cautions should be taken when using the internet to design concrete mixtures.



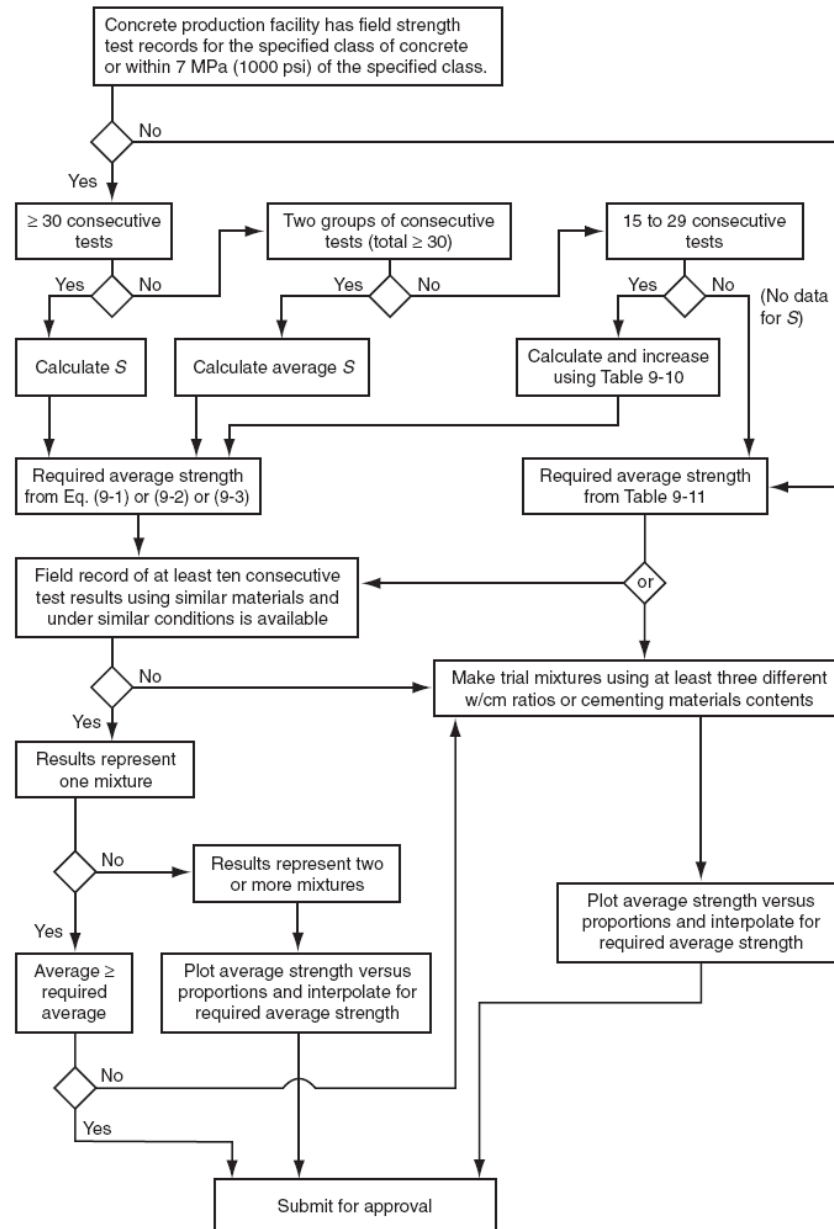
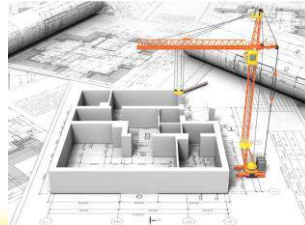
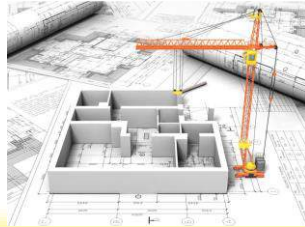


Fig. (8-9) Flowchart for selection & documentation of concrete proportions.





Chapter Eight: (Design & Proportioning Normal Concrete Mixtures)

Lecture # 30: Road Note # 4 Method (3 Hrs.).

8-10 Road Note # 4 Method.

This method of designing concrete mix proportions is mainly based on the extensive laboratory and field experiments carried out by the Road Research Laboratory, UK. It was first published in Road Note # 4 during 1950. They have established relationship between various properties of concrete and variable parameters. A series of standard grading curves have been established to give grading limits for all-in aggregates graded down from 20 mm and 40 mm. The grading curve as established and made use of in the mix design is shown in Figs. (8-9) & (8-10). The procedure of mix design by Road Note # 4 is also called Grading Curve Method.

Dr. Ammar Saleem Khazaal



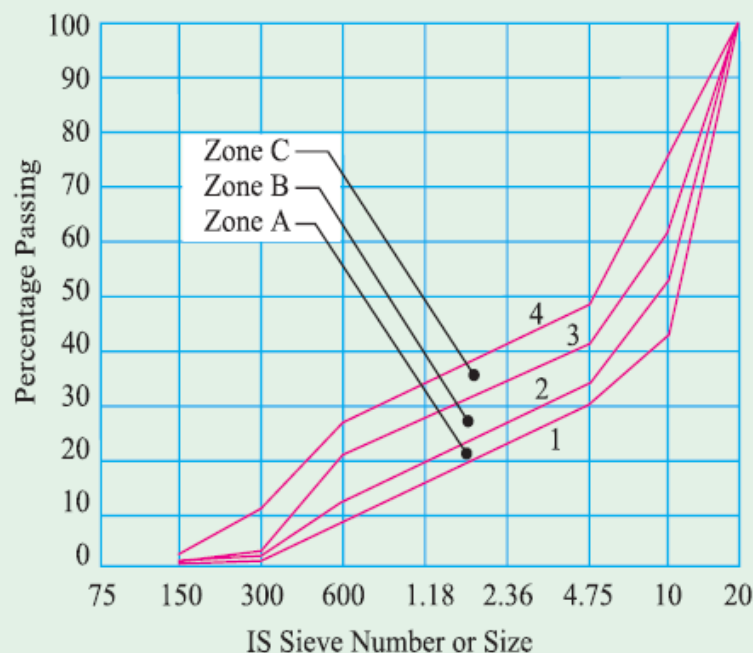
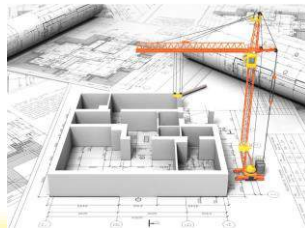


Fig. (8-10) Grading curve for 20 mm size.

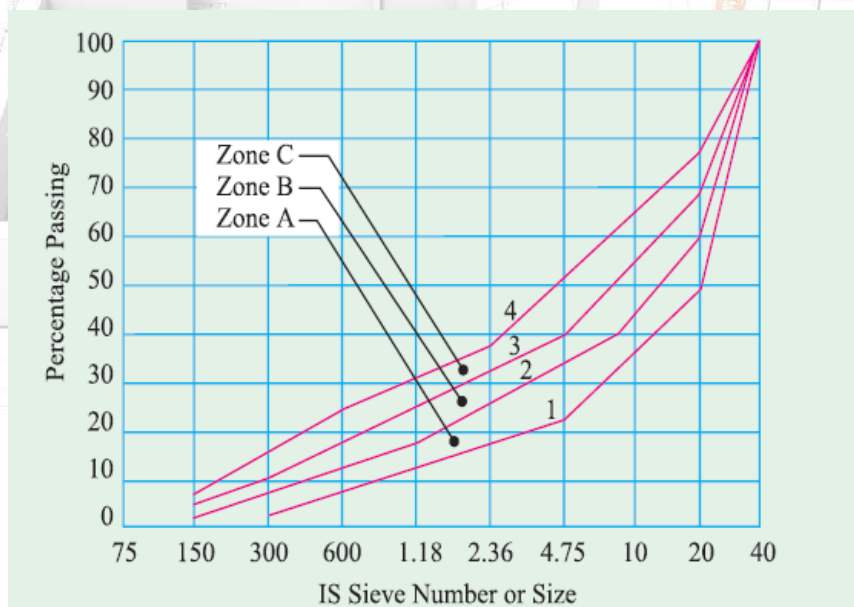
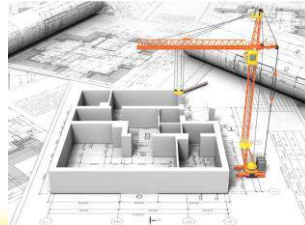


Fig. (8-11) Grading curve for 40 mm size.





This method of mix design was popular and was widely used up to 1970's all over the world. The building research establishment of Department of Environment (DOE) U.K has evolved another method called DOE method to replace the earlier Road Note # 4 method.

8-11 DOE Method of Concrete Mix Design:

The DOE method was first published in 1975 and then revised in 1988. While Road Note # 4 (Grading Curve Method) was specifically developed for concrete pavements, the DOE method is applicable to concrete for most purposes including roads. The method can be used for concrete containing fly ash (in UK it is called pulverized fuel ash PFA) or GGBFS.

Since DOE method presently is the standard British method of concrete mix design, the procedure involved in this method is described instead of out dated Road Note # 4 method.

The following are the steps involved in DOE method;

Step # 1:

Find the target mean strength from the specified characteristic strength.

Target mean strength = [Specified characteristic strength + (Standard Deviation × Risk factor)]





(Risk factor is on the assumption that 5% of results are allowed to fall less than the specified characteristic strength).

Step # 2:

Calculate the water cement ratio. This is done in a rather round about method using Table (8-20) & Fig. (8-11).

Table (8-?) gives the approximate compressive strength of concretes made with a free water cement ratio of 0.5.

Using this table find out the 28 days strength for the approximate type of cement and types of coarse aggregate. Mark a point on the “Y” axis in Fig. (8-?) equal to the compressive strength read from Table (8-?), which is at a water cement ratio of 0.5. Through this intersection point, draw a parallel dotted curve nearest to the intersection point. Using this new curve, we read off the w/c ratio as against target mean strength.

As an example, referring to Table (8-?) for sulphate resisting cement, crushed aggregate, approximate compressive strength, with a free w/c of 0.5 at 28 days is 49 MPa. In Fig. (8-?) intersection point of 49 MPa and w/c ratio of 0.5 is marked. A parallel dotted curve is drawn to the neighboring curve. Water cement ratio is read off on this new dotted curve for any target mean strength.

This water cement ratio must be compared to the water cement ratio requirement for durability as indicated by Table (8-?).



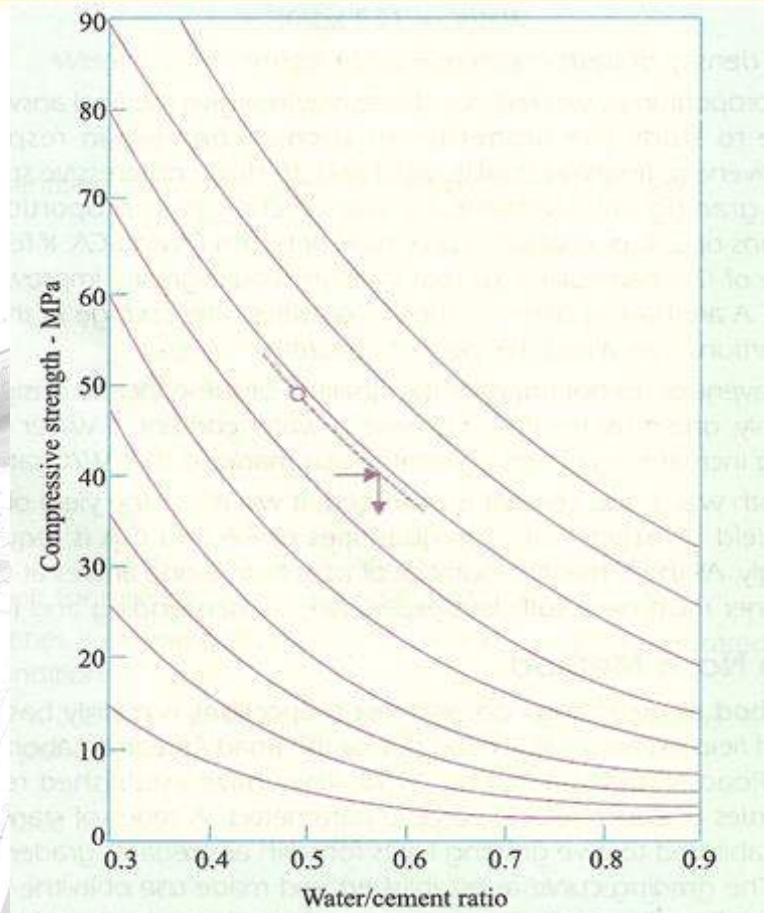


Fig. (8-12) Relation between compressive strength and free water cement ratio for use in the British mix design method.





Table (8-20) Approximate compressive strength of concrete made with a free water cement ratio of 0.5 (According to the 1988 British Method).

Type of Cement	Type of Coarse aggregate	Compressive Strength at the age (cube) of days (MPa)			
		3	7	28	91
Ordinary Portland Cement (Type I)	Uncrushed	22	30	42	49
Sulphate Resisting Cement (Type V)	Crushed	27	36	49	56
Rapid Hardening Portland Cement (Type III)	Uncrushed	29	37	48	54
	Crushed	34	43	55	61

Table (8-21) Comparison between permeabilities of rock and cement pastes.

Rank	Type of Rocks	Coefficient of Permeability m/s	Water cement ratio of mature paste of the same permeability
1	Dense trap	2.47×10^{-14}	0.38
2	Quartz Chlorite	8.24×10^{-14}	0.42
3	Marble	2.39×10^{-13}	0.48
4	Marble	5.77×10^{-12}	0.66
5	Granite	5.35×10^{-11}	0.70
6	Sandstone	1.23×10^{-10}	0.71
7	Granite	1.56×10^{-10}	0.71





Step # 3:

Next decide water content for the required workability, expressed in terms of slump or Vebe time, taking into consideration the size of aggregate and its type from Table (8-?).

Table (8-22) Approximate free water contents required to give various levels of workability according to 1988 British method.

Aggregate		Water Content Kg/m ³ for:			
Max. Size (mm)	Type	Slump 0-10	10-30	30-60	60-180
		Vebe > 12 seconds	6-12	3-6	0-3
10	Uncrushed	150	180	205	225
	Crushed	180	205	230	250
20	Uncrushed	135	160	180	195
	Crushed	170	190	210	225
40	Uncrushed	115	140	160	175
	Crushed	155	175	190	205





Table (8-23) Reduction in free water contents of Table (8-22) when using fly ash.

Percentage of Fly ash in Cementitious material		Reduction in Water Content Kg/m ³			
	Slump (mm)	0-10	10-30	30-60	60-180
	Vebe (Sec.)	> 12	6-12	3-6	0-3
10		5	5	5	10
20		10	10	10	15
30		15	15	20	20
40		20	20	25	25
50		25	25	30	30

Step # 4:

Find the cement content knowing the w/c ratio and water content. Cement content is calculated simply deviding the water content by w/c ratio. The cement content so calculated should be compared with the minimum cement content specified from the durability consideration as indicated by Table (8-?), and higher of the two should be adopted. Sometime maximum cement content is also specified. The calculated cement content must be less than the specified maximum cement content.

Step # 5:

Next find out the total aggregate content. This requires an estimate of the wet density of the fully compacted concrete. This can be found out from



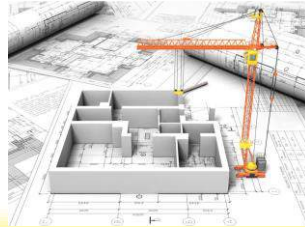


Fig. (8-?) for approximate water content and specific gravity of aggregate.

If specific gravity is unknown, the value of 2.6 for uncrushed aggregate and 2.7 for crushed aggregate can be assumed. The aggregate content is obtained by subtracting the weight of cement and water content from weight of fresh concrete.

Step # 6:

Then, proportion of fine aggregate is determined in the total aggregate using Fig. (8-?). Fig. (8-? a) is for 10 mm size, Fig. (8-? b) is for 20 mm size, and Fig. (8-? c) is for 40 mm size coarse aggregate. The parameters involved in Fig. (8-?) are maximum size of coarse aggregate, the level of workability, the water cement ratio, and the percentage of fines passing 600 μm sieve. Once the proportion of fine aggregate is obtained, multiplying by the weight of total aggregate gives the weight of fine aggregate. Then, the weight of coarse aggregate can be found out. Coarse aggregate can be further divided into different fractions depending on the shape of aggregate. As a general guidance the figures given in Table (8-?) can be used. The proportion so worked out should be tried in a trial mix and confirmed about its suitability for the given concrete structure. Table (8-?) gives the reduction of free water contents from the figures given in Table (8-?) when fly ash is used in the mix.



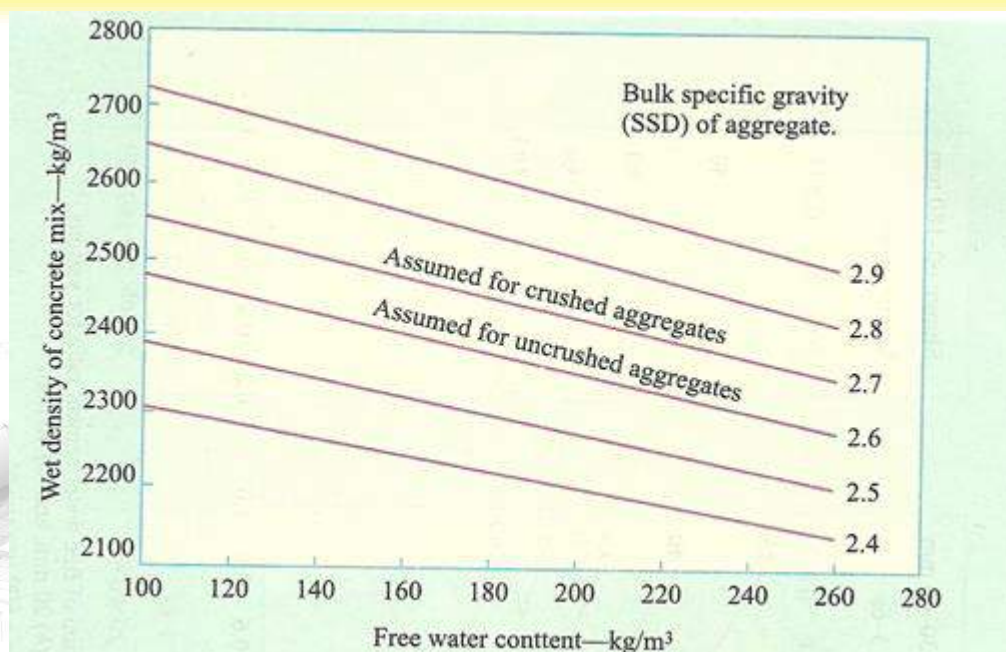
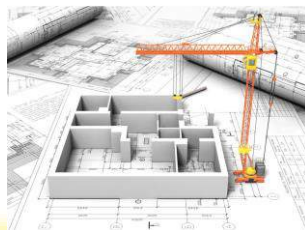


Fig. (8-13) Estimated wet density for fully compacted concrete.

Table (8-24) Proportion of coarse aggregate fractions according to 1988 British method.

Total Coarse aggregate	5-10 mm	10-20 mm	20-40 mm
100	33	67	-
100	18	27	55



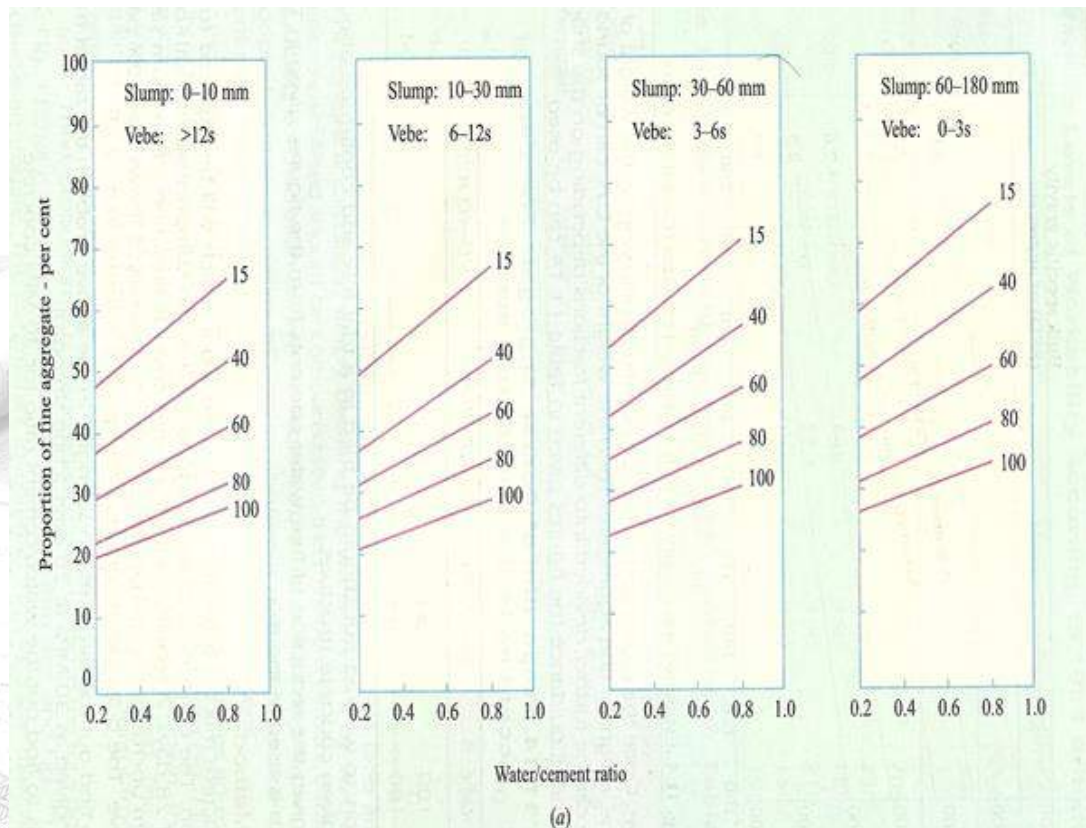


Fig. (8-14) Recommended percentage of fine aggregate in total aggregate as a function of free water cement ratio for various values of workability and maximum size of aggregate: (a) 10 mm, (b) 20 mm, and (c) 40 mm. Numbers on each graph are the percentage of fines passing a 600 μ m sieve.



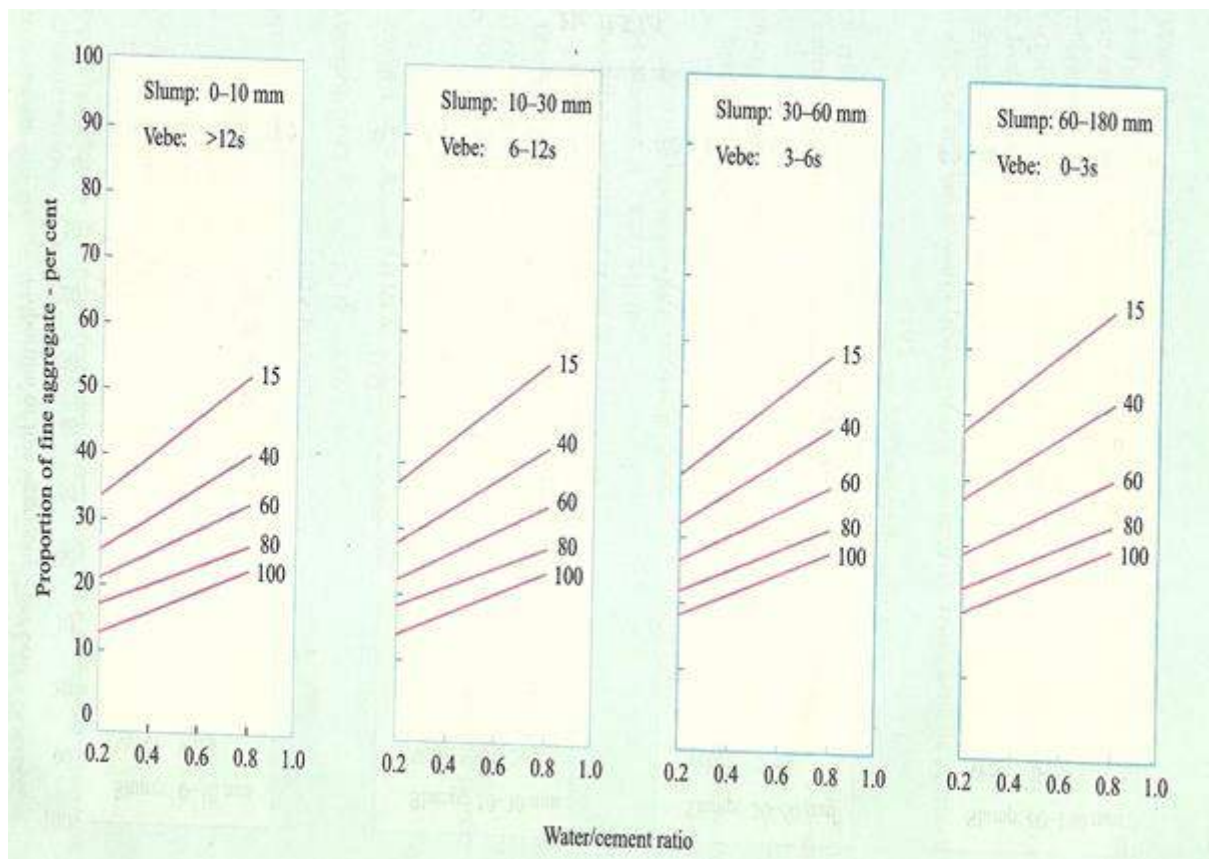
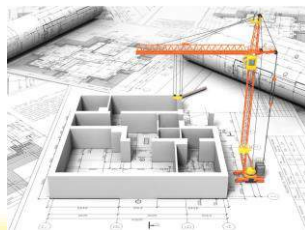
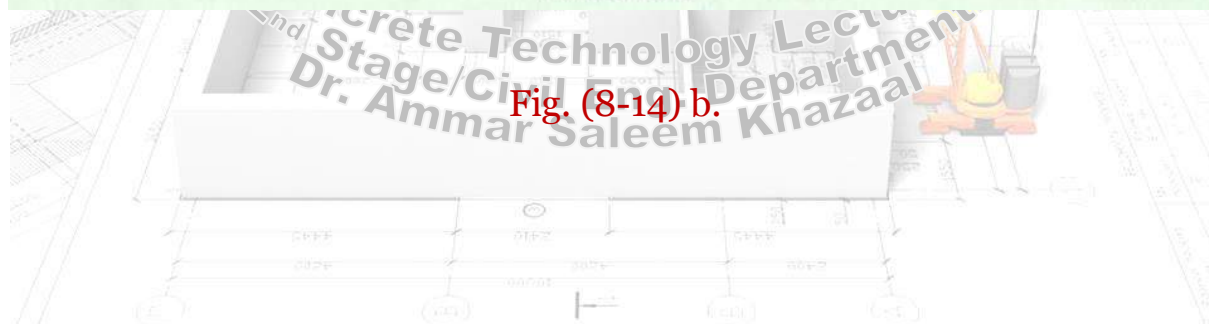


Fig. (8-14) b.



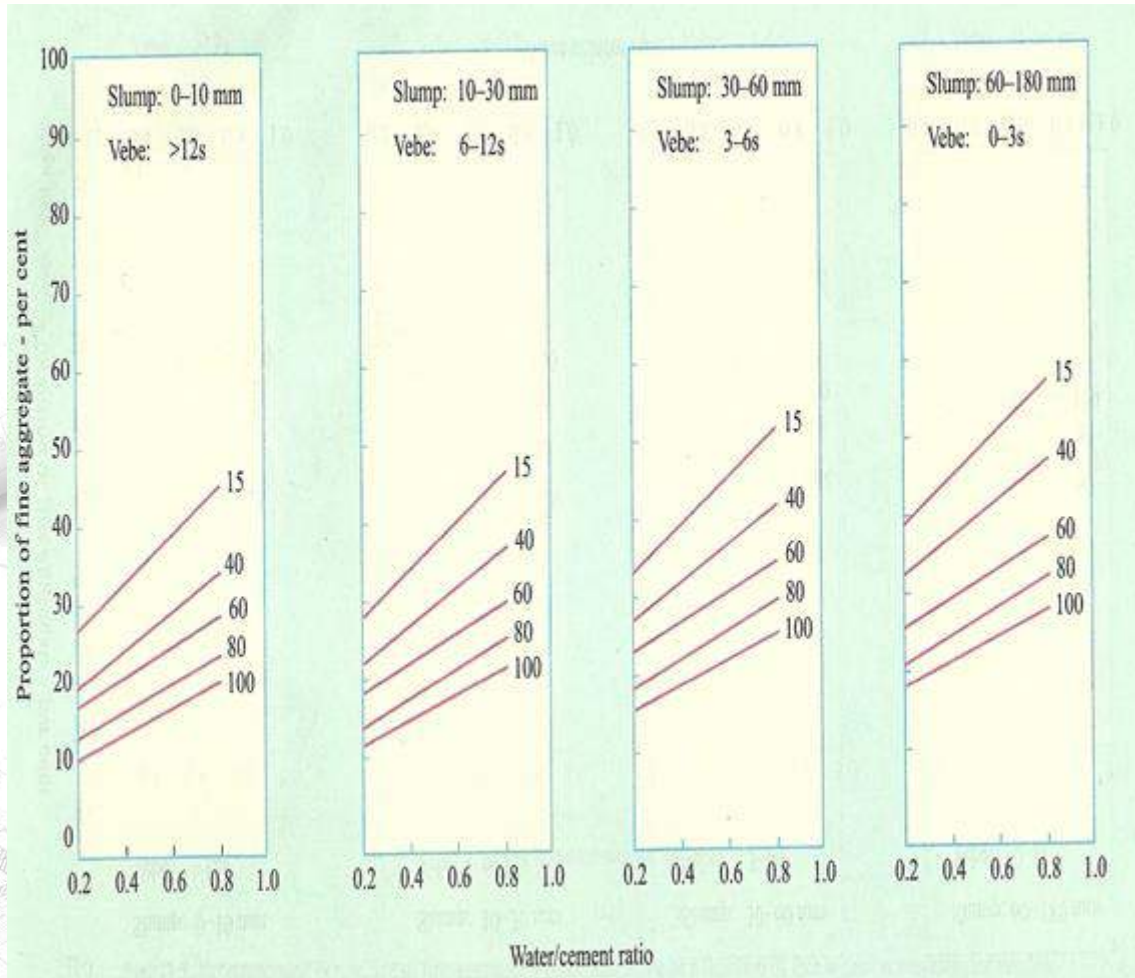
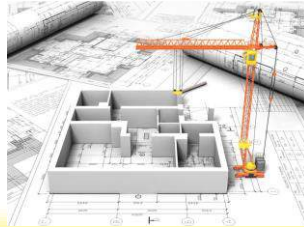


Fig. (8-14) c.

8-11-1 Example – DOE Method:

Design a concrete mix for a reinforced concrete work which will be exposed to the moderate condition. The concrete is to be designed for a mean compressive strength of 30 MPa at the age of 28 days. A requirement of 25 mm cover is prescribed. Maximum size of aggregate is 20 mm uncrushed aggregate will be used. Sieve analysis showed that 50% passes





through 600 μm sieve. The bulk specific gravity of aggregate is found to be 2.65.

Solution:

Step # 1:

Find out the target mean strength. In the above problem the target mean strength is directly given as 30 MPa at 28 days (Cube Strength).

Step # 2:

Find out the water cement ratio (w/c) for 30 MPa concrete. For this we have to refer to Table (8-?). Referring to Table (8-?), for OPC, uncrushed aggregate, water cement ratio of 0.5, the 28 days compressive strength is 42 MPa. In Fig. (8-?) find an intersection point for 42 MPa and 0.5 water cement ratio, draw a dotted line curve parallel to the neighboring curve, and from this curve read off the water cement ratio (w/c) for a target mean strength of 30 MPa, the water cement ratio (w/c) is 0.62.

Check this water cement ratio from durability consideration of Table (8-?), the maximum water cement ratio permitted is 0.5, so we have to adopt the lower of two. Therefore, we adopt the w/c ratio of 0.5.

Next decide the water content for slump of 75 mm (assumed) 20 mm uncrushed aggregate from Table (8-?), the water content is 195 Kg/m³.





With w/c ratio of 0.5 and water content of 195 Kg/m³, the cement content works out to $(195/0.5) = 390 \text{ Kg/m}^3$.

Check this cement content with that of durability requirements given in Table (8-?). Minimum cement content from durability point of view is 350 Kg/m³. Adopt greater of two. Therefore, adopt cement content of 390 Kg/m³.

Next, find out the density of fresh concrete from Fig. (8-?) for water content of 195 Kg/m³.

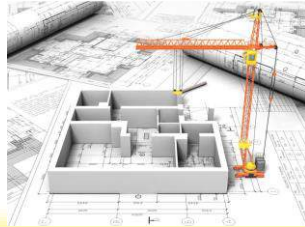
Next, find out the total weight of aggregate. For 20 mm uncrushed aggregate of specific gravity of 2.56 & wet density of concrete of 2400 Kg/m³, the weight of total aggregate = $2400 - (195 + 390) = 1815 \text{ Kg/m}^3$.

Next, find out the percentage of fine aggregate from Fig. (8-?), for 20 mm aggregate size and w/c ratio of 0.5, slump of 75 mm, 50% fines passing the 600 µm sieve, the percentage of fine aggregate is 40%.

$$\begin{aligned}\text{Weight of fine aggregate} &= 1815 (40/100) \\ &= 726 \text{ Kg/m}^3.\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Weight of coarse aggregate} &= 1815 - 726 \\ &= 1089 \text{ Kg/m}^3.\end{aligned}$$





The estimated quantities per cubic meter are;

- Cement = 390.
- Fine aggregate = 726.
- Coarse aggregate = 1089.
- Water = 195.



Wet density = 2400 Kg/m³.

The above quantities are required to be adjusted for the field moisture content and absorption characteristics of aggregates. Lastly trial mixes are made to arrive at the correct quality of concrete.

8-12 Sampling and Acceptance Criteria:

A random sampling procedure should be adopted to ensure that each concrete batch will have reasonable chance of being tested. It means that sampling and cube casting should be spread over the entire period of concreting. In case of more than one mixing units or batching plants are used for a concrete construction, the sampling should cover all the mixing units.

✚ Frequency of Sampling: The minimum frequency of sampling of concrete of each grade will be as shown in Table (8-25).





Table (8-25) Frequency of Sampling.

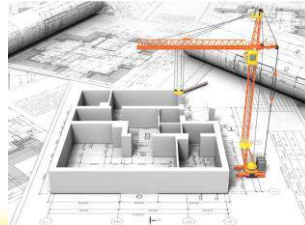
Quantity of concrete in the work (m ³)	Number of samples
1-5	1
6-15	2
16-30	3
31-50	4
51 and above	4 plus one additional sample for each additional 50 m ³ or part thereof

Note: At least one sample must be taken from each shift.

- ✚ Test Specimen: Three test specimens should be made for each sample for testing at 28 days. Additional samples may be required for 7 days strength or for finding out the strength for striking the formwork etc.
- ✚ Test Results: The test results of sample is the average of the strength of three specimens. The individual variation should not be more than $\pm 15\%$ of the average. If more, the test result of the sample is rejected.

In a major construction site a register is maintained showing the test results of the samples of concrete taken. Possibly samples should denote the time and part of the structure to which the concrete represented by these samples has been used, so that the strength of test specimen and the





part of the structure can be matched, if need be. The test register is an important legal document and should be kept in safe custody.

When the number of samples tested becomes more than 30 or at a pre determined interval of time, standard deviation is worked out to see that the mix design adopted is neither very conservative nor too liberal. If so, using the standard deviation actually worked out from the kind of quality control exercised at site, a fresh mix design is worked out and the proportions of materials are recast. In other words mix design is not a one time job. It should be reviewed continuously to make the whole concreting operation safe and economical.

Earlier it was said that 5% of test results are allowed to fall below the characteristic strength, but it wasn't mentioned that this 5% is how much below the characteristic strength. IS 456 of 2000 has simplified the earlier version of acceptance criteria of concrete used in a major work site. The compliance requirement is given in Table (8-26).

20th Century Technology Lecture
Stage/Civil Eng. Department
Dr. Ammar Saleem Khazaal





**Table (8-26) Characteristic compressive strength
compliance requirements as per IS 456-2000.**

Specified grade	Mean of the group of 4 non-overlapping consecutive test results (MPa)	Individual test results (MPa)
C 15	$\geq f_{cu} + 0.825 \sigma$ established standard deviation (rounded off to the nearest 0.5 MPa) Or $f_{cu} + 3.0$ Whichever is greater	$\geq f_{cu} - 3.0$
C 20 or above	$\geq f_{cu} + 0.825 \sigma$ established standard deviation (rounded off to the nearest 0.5 MPa) Or $f_{cu} + 4.0$ Whichever is greater	$\geq f_{cu} - 4.0$

Note: In the absence of established value of standard deviation, the values given in Table (8-26) may be used. And attempt should be made to obtain results of 30 samples as early as possible to establish the value of standard deviation.

8-12-1 Acceptance Criteria:

Compressive Strength: The concrete is deemed to comply with the compressive strength requirements when both the following conditions are met;





- a) The mean strength determined from any group of 4 (four) consecutive test results complies with the appropriate limits in column 2 of Table (8-26).
- b) Any individual test result complies with the appropriate limits in column 3 of Table (8-26).
- ✚ Flexure Strength: When both the following conditions are met, the concrete complies with the specified flexural strength;
- a) The mean strength determined from any group of 4 (four) consecutive test results exceeds the specified characteristic strength by at least 0.3 MPa.
- b) The strength determined from any test result is not less than the specified characteristic strength by 0.3 MPa.

