

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل - فلسطين



كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

تخصص هندسة مدنية فرع هندسة مباني

مشروع تخرج

بعنوان

المقارنة بين أساس الحصيرة والأساسات العميقة لمدرسة حوارة

فريق العمل

تسنيم مطور

لارا سمارة

شروق جبران

إشراف

د. محمد طه السيد أحمد

أيار - 2015

بسم الله الرحمن الرحيم

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنيك فلسطين

الخليل - فلسطين



مشروع تخرج بعنوان

المقارنة بين أساس الحصيرة والأساسات العميقة لمدرسة حوارة

فريق العمل

تسنيم مطور

لارا سمارة

شروق جبران

بناء على توجيهات الأستاذ المشرف على المشروع، وبموافقة جميع أعضاء اللجنة الممتحنة، تم تقديم هذا المشروع لدائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا للوفاء الجزئي بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس تخصص هندسة المباني.

توقيع رئيس الدائرة :

د. غسان دويك

توقيع المشرف :

د. محمد طه السيد أحمد

إهداء

إلى النبي الأُمي الذي ملأ طباق الأرض علماً ونوراً ..

إلى نور الهدى وسيد المرسلين .. يا من بالصلاة عليه تشفى القلوب وتطمئن الأفئدة

عليه أفضل الصلاة والتسليم ..

أُمي الحبيبة

يا حُبنا الوحيد الذي يتباها طهارَةً ويزهو شفافية ..

أسرار روحنا تطوق الى مسامعك وضيق الحياة يدفعنا الى سعة سمائك ..

من بين شفقتك تشرق لدنيا روعةً .. وتنمو على كفيك أشجار الزيتون ويزهو الرمان ..

أيتها السيدة العظيمة يامن غمرت حياتنا بعطر أنفاسك ورسمه لنا الطرق كما اعتدت ..

أبي الحبيب

قلب يشع بالعطاء وجبين ينافس الشمس شموخاً وكبرياءً ..

من بين أصابعك تنبع الإرادة ومن عرقك تسقى النفوس قوةً وطموحاً ..

إليك أيها الصامد كجذع السنديان .. يامن سويت لنا الطريق وزينته بألوان الشرف والاستقامة ..

علّ وصولنا يمحو عنك ما تركته الأيام .. فتثمر السنابل التي زرعت وتعطي الأرض بعد طول انتظار ..

الى أصدقائي

إلى من تحلو الأيام برفقتهم .. وأنسى همومي بصحبتهم ..

جمعنا الله فرسمنا معاً ماضٍ مليء بالحظات التي لا تنسى .. وتشاركنا الهموم والأحزان ..

عرفت معهم معنى الصداقة فكانوا لي .. أصدقائي .. أأغلى الحبايب ..

الى الوطن الغالي

إلى حراس العقيدة والوطن إلى من بذلوا أرواحهم في سبيل عزة هذه الأمة ..

إلى من بذلوا دماهم لتبني أسطورة العز والفخر ..

إلى كل هؤلاء .. نهدي هذا البحث ...

الشكر والتقدير

يتقدم فريق العمل بالشكر لكل من :

الى من سهر الليالي من أجلنا ، وحصننا بالحب والحنان ، الى عائلاتنا الصغيرة ، أبائنا وأمهاتنا واخواننا ..

لكلية الهندسة مني عرفاناً بالجميل ..

الى ينباع العطاء التي لا تنضب من العلم و المعرفة "أساتذتنا الكرام" الذين كانوا المرفأ لسفننا والشمعة التي تحترق لتنير طريقنا ..

ونخص بالشكر الدكتور محمد طه السيد أحمد الذي كان لنا خير عون في إعداد هذه الرسالة المتواضعة فله كل الاحترام والشكر والتقدير ..

"لكل من قدم يد المساعدة بأي شيء ولو كان بسيطاً"

فريق العمل

مشروع تخرج / خلاصة المشروع

بعنوان :

المقارنة بين أساس الحصيرة والأساسات العميقة لمدرسة حوارة

فريق العمل :

تسنيم مطور

لارا سمارة

شروق جبران

إشراف : د. محمد طه السيد أحمد

المدرسة هي بمثابة القلب العلمي والثقافي للمجتمع ، فهي عبارة عن مركز الحياة الفكرية حيث تتدفق منها المعرفة إلى جمهور الطلبة. ومن هنا فان التصميم المعماري بما يليه من احتياجات إنسانيه مثل الديمومة الوظيفيه , الجمال ,الاقتصاد تعتبر في غاية الاهميه وبالتالي فان عمل فصل خاص بالوصف المعماري يساعد بشكل كبير في فهم المشروع بشكل جيد.

المشروع عبارة مدرسة من ثلاث طوابق بمساحة اجمالية 2208 م² مدروسة من ناحية الابعاد والارتفاعات والفراغات العمرانية الصحيحة حسب القوانين والانظمة المعمول بها في سلطة الاراضي. حيث سيتم تحليل وتصميم البناء انشائيا والمقارنة بين الأساسات الحصيرة والأساسات العميقة ، الفكرة التصميمية المعمارية عبارة عن تداخل لثلاث مستطيلات مع بعضها لتشكل الشكل العام للمدرسة ومحاور الحركة الرأسية في العمارة هي درجين متقابلين .

Graduation Project / Project Abstract

Project Team:

Tasneem Mtoor

Lara Smara

Shrooq Jbraan

Supervisor: Dr. Mohammad Taha Sayed Ahmad

The school is a scientific and cultural heart of the community, it is a center of intellectual life where such knowledge is flowing to student audience. Hence, the architectural design of accountability, including humanitarian needs, such as functional durability, beauty, the economy is a very important and therefore, the work of a special chapter describes the architecture greatly helps in the understanding of the project well.

School is a project of three floors with a total area of 2208 m² studied in terms of dimensions and elevations correct and Urban Spaces by the laws and regulations of the Land Authority. Where they will be analyzed and a construction design construction and the comparison between the mat foundations and deep foundations, architectural concept of the design is a three overlapping rectangles together to form the overall shape of the school, and vertical axes of movement in architecture are two drawers opposite.

رقم الصفحة	فهرس المحتويات	
i	صفحة شهادة التقييم	
ii	صفحة الاهداء	
iii	صفحة الشكر والتقدير	
iv	صفحة الملخص باللغة العربية	
v	صفحة الملخص باللغة الانجليزية	
vi	فهرس المحتويات	
xii	List of Abbreviations	
رقم الصفحة	المقدمة	الفصل الأول
2	تمهيد	1.1
2	مشكلة المشروع	2.1
2	أهداف المشروع	3.1
3	فصول المشروع	4.1
3	برامج الحاسوب المستخدمة	5.1
3	إجراءات المشروع والجدول الزمني	6.1
الوصف المعماري والإنشائي		الفصل الثاني
7	الوصف المعماري	1.2
7	لمحة عامة عن المشروع	1.1.2
8	موقع المشروع	2.1.2
9	وصف المساقط الأفقية	3.1.2
11	الفراغات الوظيفية وشكل الحركة	4.1.2
12	وصف الواجهات	5.1.2
16	الوصف الإنشائي	2.2
16	هدف التصميم الإنشائي	1.2.2
16	الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى	2.2.2
20	العناصر الإنشائية	3.2.2

مقدمة في الأساسات والتربة		الفصل الثالث
31	المقدمة	1.3
32	أنواع الأساسات وتصنيفها	2.3
39	قدرة تحمل التربة والضغط المسموح به	3.3
39	التربة	1.3.3
41	الاجهاد المسموح به للتربة وتوزيع الأحمال	2.3.3
42	اختيار نوع الأساس	4.3
Structural Analysis & Design		Chapter Five
44	Introduction	4.1
44	Design method and requirements	4.2
45	Factored Loads	4.3
45	Determination of Slab Thickness	4.4
48	Loads Calculations	4.5
51	Calculation of Loads on Columns	4.5.1
57	Design the Raft Foundation	4.6
57	Determine the Rigidity of the Raft Foundation	4.6.1
59	Design the Raft Foundation by using Programs	4.6.2
61	Design the Pile Foundation	4.7
61	Equations for Estimating Pile Capacity	4.7.1
79	Pile Design	4.7.2
79	Spacing between piles	4.7.2.1
85	The horizontal dynamic force that exert on the pile	4.7.2.2
86	Check for punching – two way shear	4.7.2.3
88	Design of pile cap	4.7.3
93	Using (CSI Safe v12.0) program to design the combined cap	4.7.3.1
النتائج والتوصيات		الفصل السادس
95	النتائج	5.1

96	التوصيات	5.2
97	المصادر والمراجع	5.3

رقم الصفحة	فهرس الأشكال	
7	الموقع العام للمشروع	(1-2)
8	صورة جوية لمنطقة المشروع المقترح "بلدة بيت اولاء"	(2-2)
9	مخطط الطابق الارضي	(3-2)
10	مخطط الطابق الاول	(4-2)
11	مخطط الطابق الثاني	(5-2)
12	صورة تبين آلية الحركة في المنشأة	(6-2)
13	الواجهة الجنوبية "الامامية"	(7-2)
13	الواجهة الشمالية "الخلفية"	(8-2)
14	الواجهة الشرقية	(9-2)
15	الواجهة الغربية	(10-2)
19	كيفية تأثير الرياح	(11-2)
21	نموذج لعقدة مصمتة	(12-2)
22	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	(13-2)
22	عقدات العصب ذات الاتجاهين	(14-2)
23	نموذج لجسر مسحور	(15-2)
24	احدى أشكال الأعمدة	(16-2)
25	الدرج	(17-2)
26	جدار قص مسلح	(18-2)
28	Raft foundation	(19-2)
29	Piles Foundations	(20-2)
31	نقل الأساس للأحمال الواقعة عليه الى التربة	(1-3)

33	أشكال مختلفة لأساس منفرد	(2-3)
34	أشكال مختلفة لأساس مشترك	(3-3)
35	أشكال مختلفة لأساس مشترك	(4-3)
35	قاعدة كابولية	(5-3)
36	نموذج لأساس مستمر	(6-3)
36	Raft Foundation	(7-3)
37	أشكال مختلفة من أساس الحصىرة	(8-3)
38	نموذج لأساس وتدي	(9-3)
41	شكل توزيع الأحمال على التربة	(10-3)
46	Spans for one way rib slab	(1-4)
46	Section for two way slab	(2-4)
47	Plan for two way rib slab	(3-4)
49	One way rib slab	(4-4)
50	Two way rib slab	(5-4)
51	Area Method	(6-4)
52	Distribution areas of floors for structure	(7-4)
58	Mat Foundation	(8-4)
60	3D – Mat Foundation	(9-4)
60	Plan – Mat Foundation	(10-4)
61	Ultimate load-carrying capacity of pile	(11-4)
64	Application of a λ method in layered soil	(12-4)
65	Unit frictional resistance for piles in sand	(13-4)
68	Variation of K with L/D (Redrawn after Coyle and Castello, 1981)	(14-4)
69	Variation of the maximum values of N_q^* with soil friction angle ϕ'	(15-4)
69	Nature of variation of unit point resistance in a homogenous sand	(16-4)
72	layered soil and the pile foundation	(17-4)
73	Application of a λ method in layered soil	(18-4)
79	Group piles	(19-4)

80	Overlap stresses of the piles	(20-4)
84	Longitudinal bars in the pile and the clear spacing between them	(21-4)
84	Spiral reinforcement in the pile and clear spacing between them	(22-4)
85	The Horizontal dynamic force that exert on the pile	(23-4)
86	Distribution of piles and dimension of cap	(24-4)
88	Cap and piles foundations	(25-4)
89	Design of pile-cap reinforcement by truss theory	(26-4)
93	Combined Cap	(27-4)

رقم الصفحة	فهرس الجداول	
5	الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (2014)-(2015)	(1-1)
17	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	(1-2)
18	الأحمال الحية	(2-2)
20	قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	(3-2)
39	Detailed description of the type of soil layers encountered during drilling	(1-3)
41	Safe bearing capacity values of the foundation at different levels	(2-3)
45	Minimum thickness of Non-prestressed beams or one way slabs unless deflections	(1-4)
48	Dead Loads calculations for one way rib slab of structure	(2-4)
49	Dead Loads calculations for two way rib slab of structure	(3-4)
53	Loads on columns for two / one way rib slab of structure in KN.m	(4-4)
54	Loads on columns for both two way & one way rib slab of structure in KN.m	(5-4)
55	Factored Loads on columns in KN.m	(6-4)
56	Factored Loads on columns in KN.m	(7-4)
59	Modulus of elasticity for different soils	(8-4)
64	Variation of λ with pile embedment length, L	(9-4)

67	Magnitude of K versus with pile type	(10-4)
70	Interpolated values of N_q^* based on Meyerhof's theory	(11-4)
71	Conducted lab tests on representative samples obtained from the drilled boreholes	(12-4)
77	Pile capacity and its properties	(13-4)
90	Shape of pile caps for 2 to 6 piles formulae for tension by truss theory for arrangement of steel	(14-4)
95	المقارنة بين أساس الحصىرة والأساسات العميقة	(5-1)

List of Abbreviations

- A_c = area of concrete section resisting shear transfer.
- A_s = area of non-prestressed compression reinforcement.
- A_g = gross area of section.
- A_t = area of non-prestressed tension reinforcement.
- A_v = area of shear reinforcement within a distance (S).
- b = width of compression face of member.
- b_w = web width, or diameter of circular section.
- D_L = dead loads.
- L_L = live loads.
- d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- E_c = modulus of elasticity of concrete.
- f_c = compression strength of concrete .
- F_y = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- h = overall thickness of member.
- L_n = length of clear span in long direction of two way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- L_w = length of wall.
- P_n = nominal axial load.
- P_u = factored axial load.
- M_n = nominal moment.
- M_u = factored moment.
- V_n = nominal shear stress.
- V_u = factored shear force at section.
- V_s = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- V_c = Nominal shear force provided by concrete.
- W_c = weight of concrete (Kg/m³).
- W_u = factored load per unit area.

- S = spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- W = width of beam or rib.
- ϵ_s = strain of tension steel.
- ϵ_c = strain of tension steel.
- Φ = strength reduction factor.
- ρ = ratio of steel area.
- Q_{ult} = ultimate load.
- Q_{all} = allowable load.
- **F.S** = factor of safety.
- D_f = depth of footing.
- B = strain of tension steel.
- L = length of footing.
- γ = unit weight of soil.
- c = cohesion of soil.
- K_p = coefficient of passive earth pressure.
- K_a = coefficient of active earth pressure.
- N_c, N_q, N_γ = bearing capacity factors.
- I = moment of inertia.
- K = modulus of rigidity.
- Q_s = frictional resistance.
- L_b = length of embedment in bearing stratum.
- A_p = area of pile tip.
- c' = cohesion of soil supporting the pile tip.
- q_p = unit point resistance.
- q' = effective vertical stress at the level of the pile tip.
- f = unit frictional resistance at any depth z .
- p = perimeter of the pile section.
- $\overline{\sigma'_o}$ = mean effective vertical for the embedment length.
- c_u = mean undrained shear strength.
- σ'_o = vertical effective stress.
- ϕ'_R = drained friction angle of remolded clay.

- **OCR** = over consolidation ratio.
- δ' = soil-pile friction angle.
- P_a = atmospheric pressure.
- q_u = unconfined compressive strength.

الفصل الأول

المقدمة

1

1.1 تمهيد

2.1 مشكلة المشروع

3.1 أهداف المشروع

4.1 فصول المشروع

5.1 برامج الحاسوب المستخدمة

6.1 إجراءات المشروع والجدول الزمني

1.1 تمهيد

من المعروف أن التصميم الإنشائي لعناصر الخرسانة المسلحة عموماً يتعامل مع علاقات تربط الأحمال من جهة، والاجهادات من جهة ثانية. إلا أن هذه العلاقات ثابتة وهي لا تختلف باختلاف النظريات. إن حساب الأساسات كعناصر إنشائية بشكل خاص يدفع بنا إلى التعامل مع علاقات أكثر تعقيداً، وبالتالي مع متغيرات أكبر عدداً، فارتباط هذه العناصر المكونة من مادة الخرسانة مع التربة التي تدخل كمادة جديدة في التصميم يجعل الحاجة إلى التعامل مع منظومة المتغيرات التي تشكل نظريات المتانة، أمر لا بد منه.

من المعروف أيضاً أن هذه المتغيرات هي "الأحمال- الاجهادات- الانفعالات- الانتقالات" (Loads- Stress- Strain- Displacement) والتي ترتبط فيما بينها بعلاقات "خطية أو منحنيات" لتؤلف العلاقات المشكلة للمادة نفسها.

ولكن.. رغم ذلك، قد حاولنا في هذا المشروع أقصى ما يمكن الجمع بين التربة كعلم مستقل وبين الأساسات كحساب إنشائي، لإختيار نوع الأساس المناسب، مع مراعاة نوع التربة – والهبوط وردود الأفعال والاجهادات من العناصر الإنشائية للمبنى وانتقالها للأساسات. وحساب الجدوى الاقتصادية للأساس.

حيث كان الإيجاز في البداية كبيراً جداً، وذلك فيما يتعلق بالمعلومات الأساسية الخاصة بالتربة واللازمة للدخول إلى حقل الحساب الإنشائي للأساسات، وتحليل العناصر الإنشائية للمبنى، وأخذ الأحمال والاجهادات للتصميم الإنشائي لأساس البلاطة والأساسات العميقة والمقارنة بينها لإختيار الأنسب والأفضل لاعتماده في التنفيذ الإنشائي على أرض الواقع، حيث تكمن أهمية الأساسات في أنها آخر ما يتم تصميمها وأول ما يتم تنفيذها.

2.1 مشكلة المشروع

تتمحور مشكلة البحث حول تحليل العناصر الإنشائية لمدرسة من ثلاثة طوابق، حيث يتضمن التحليل الإنشائي لمختلف العناصر من البلاطات والجسور والأعمدة والتصميم الإنشائي للأساسات بأنواعها بما يتلائم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر وقدرة تحمل تربة الموقع للاجهادات والهبوط وما لا يتعارض مع التصميم المعماري، وإختيار النوع الأنسب للأساسات المراد تنفيذها والتي تحقق الجانب الاقتصادي وعامل الأمان.

3.1 أهداف المشروع

نأمل من هذا البحث بعد إكماله أن نكون قد حققنا الأهداف التالية:

1. اكتساب المهارة في القدرة على إختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، بما يتناسب مع التخطيط المعماري له.
2. القدرة على تحليل العناصر الإنشائية المختلفة وتحديد الأحمال.

3. تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة.
4. إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي.
5. إمكانية الجمع بين التربة كعلم مستقل والأساسات كحساب إنشائي.

4.1 فصول المشروع

1. المقدمة.
2. الوصف المعماري والإنشائي.
3. مقدمة عن الأساسات والتربة.
4. التحليل الإنشائي والتصميم (Structural Analysis & Design).
5. النتائج والتوصيات.

5.1 برامج الحاسوب المستخدمة

هناك عدة برامج تم استخدامها في المشروع وهي :

- 1- **AUTOCAD 2013/2007**: وذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
- 2- **ATIR**: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
- 3- **Safe**: لتصميم أساس البلاطة /الحصيرة (Mat foundation) وتصميم الـ Combined Cap.
- 4- **(Office XP)**: تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج نص المشروع .

6.1 إجراءات المشروع والجدول الزمني

- 1- دراسة وتعديل المخططات المعمارية وذلك لفهمها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع و إختيار النظام الإنشائي الملانم.
- 2- دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.
- 3- تحديد الأحمال المؤثرة على المبنى وتحليل العناصر الإنشائية على هذه الأحمال .
- 4- دراسة تربة الموقع كعلم مستقل وتحديد نوعية التربة وقدرة تحملها.
- 5- الوصول الى مخطط الأساسات والتصميم الإنشائي للأساسات المنفردة، و أساسات البلاطة، و الأساسات العميقة .

6- المقارنة بين انواع الاساسات واختيار الأنسب من حيث قدرة التحمل والجدوى الإقتصادية ومدى ملائمتها لتربة الموقع.

7- إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (2014)-(2015).

32	31	30	29	28	27	26	25	24	23	22	21	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	الفعاليات الأسبوعية	
																													اختيار المشروع	
																														دراسة المخططات المعمارية
																														دراسة المبنى انشائيا
																														توزيع الأعمدة
																														التحليل الإنشائي للمشروع
																														التصميم الإنشائي لأساس الحصى
																														اعداد المخططات
																														كتابة مقدمة المشروع
																														عرض مقدمة المشروع
																														تحليل وتصميم الأوتاد
																														تحليل وتصميم الـ Cap
																														تحليل وتصميم الـ Raft Cap
																														تحليل وتصميم الـ Combined Cap
																														حساب الكميات والجدوى الاقتصادية
																														اعداد المخططات
																														كتابة المشروع
																														عرض المشروع

الفصل الثاني

الوصف المعماري والإنشائي

2

1.2 الوصف المعماري

1.1.2 لمحة عن المشروع

2.1.2 موقع المشروع

3.1.2 وصف المساقط الأفقية

4.1.2 الفراغات الوظيفية وشكل الحركة

5.1.2 وصف الواجهات

2.2 الوصف الإنشائي

1.2.2 هدف التصميم الإنشائي

2.2.2 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى

3.2.2 العناصر الإنشائية

1.2 الوصف المعماري

1.1.2 لمحة عامة عن المشروع

المشروع عبارة عن مدرسة من ثلاث طوابق بمساحة اجمالية 2208 م² مدرسة من ناحية الابعاد والارتفاعات والفراغات العمرانية الصحيحة حسب القوانين والانظمة المعمول بها في سلطة الاراضي. الفكرة التصميمية المعمارية عبارة عن تداخل لثلاث مستطيلات مع بعضها لتشكل الشكل العام للمدرسة ومحاور الحركة الرأسية في العمارة هي درجين متقابلين والشكل التالي يبين الموقع العام للمشروع.



شكل (1-2) : الموقع العام للمشروع

2.1.2 موقع المشروع

يقع المبنى الى الشمال من بلدة بيت اولا في منطقة الخليل على قطعة ارض مستوية بمساحة 3000م² ، وتتصف المنطقة بموقعها الخلاب، ويمتاز بسهولة الوصول إليها من خلال الطرق المفتوحة على مدخل البلدة، كما وتمتاز الأرض بوقوعها على شارع رئيسي واخر فرعي في المنطقة، مما يكسبها ميزة الوصول إليها بسهولة من جميع المناطق. من حيث الشكل نجد أن هذه القطعة بالقرب من تجمع سكني، أما بالنسبة لخدمات الماء والكهرباء فهي متوفرة في الموقع نفسه.

تم اقتراح هذه المنطقة لبعدها عن المدارس وللكثافة السكانية العالية بها حيث ان اقرب مدرسة لسكان المنطقة تبعد 2 كم.

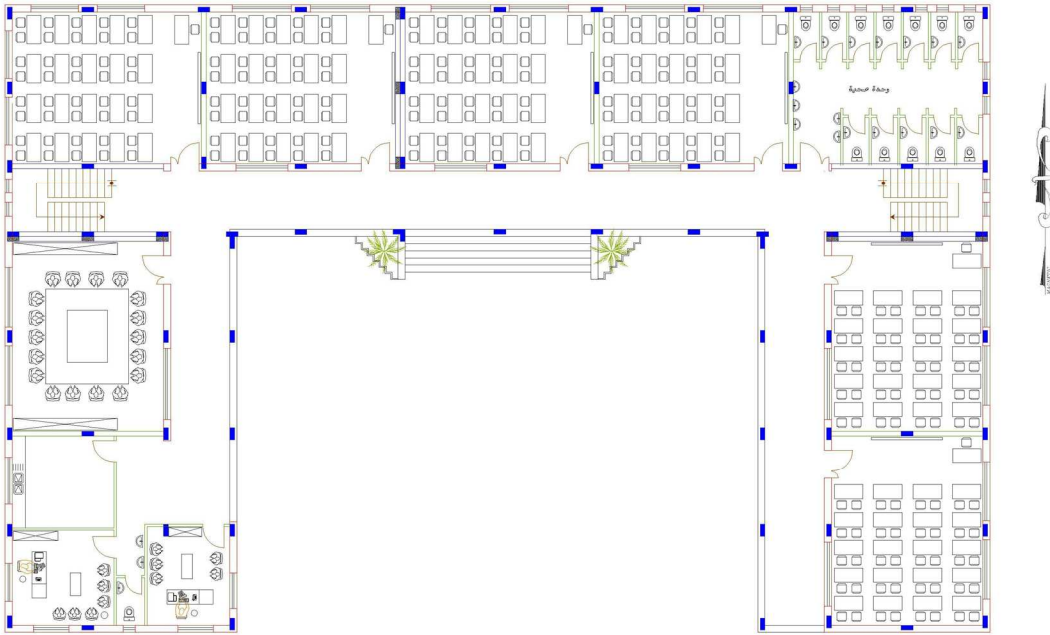


شكل (2-2) : صورة جوية لمنطقة المشروع المقترح "بلدة بيت اولا"

3.1.2 وصف المساقط الأفقية

1. الطابق الارضي

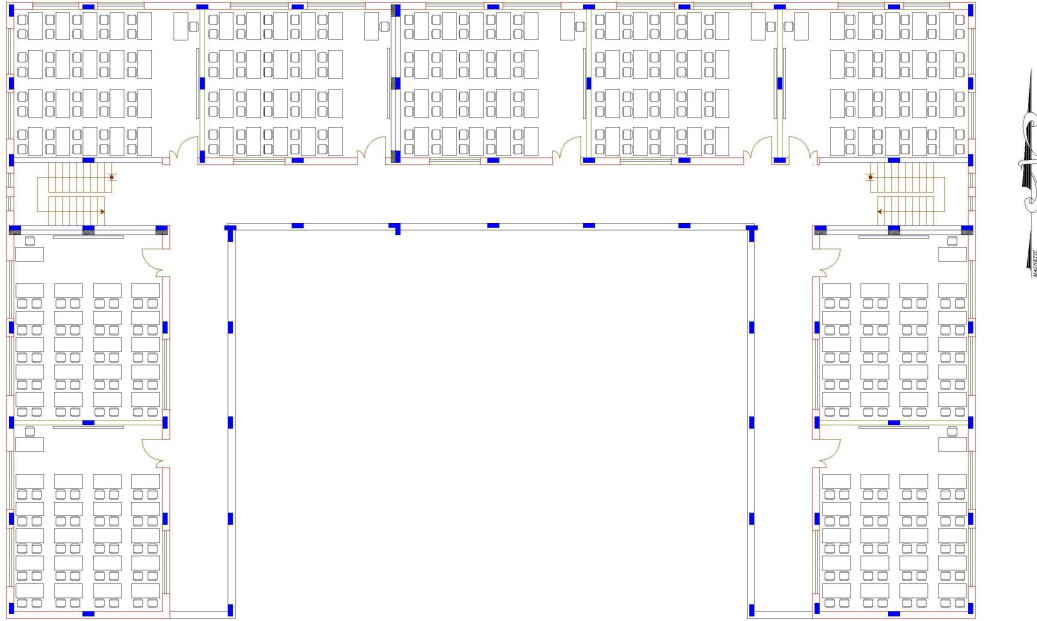
مساحة هذا الطابق هي 736 م² ويتم الوصول إليه عن طريق درجين داخليين على جانبي المدرسة ويتألف هذا الطابق من ستة غرف صفية و12 وحدة صحية وغرفة اجتماعات وغرفة معلمين .



شكل (2-3): مخطط الطابق الارضي.

1. الطابق الأول

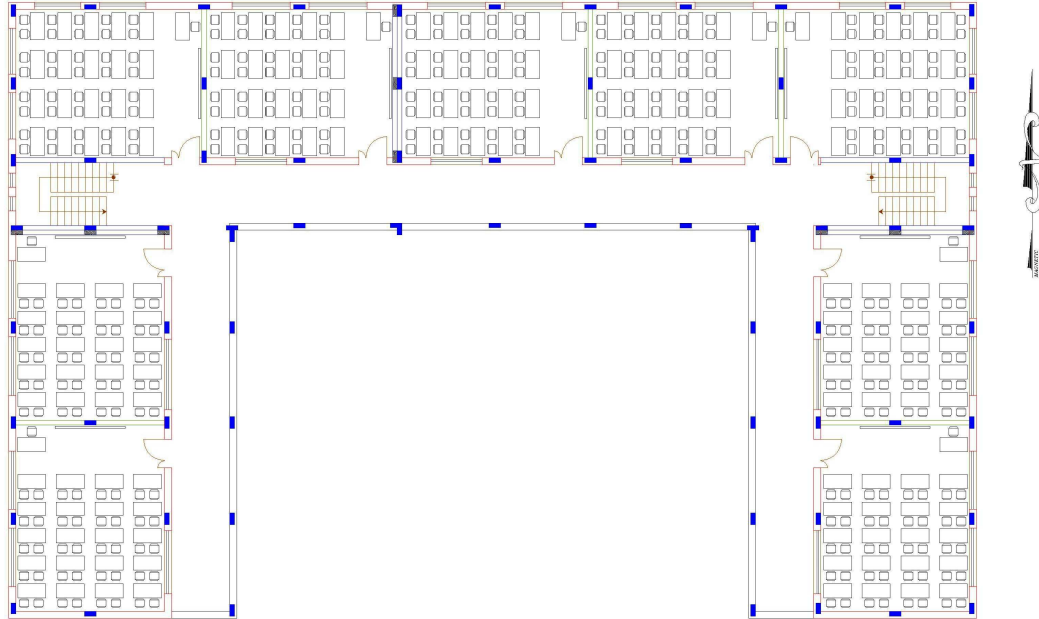
مساحة هذا الطابق هي 736 م² ويتم الوصول إليه عن طريق درج داخلي من الطابق الارضي من منسوب الأرض، ويتكون من 9 غرف صفية.



شكل (4-2): مخطط الطابق الاول

2. الطابق الثاني

مساحة هذا الطابق هي 736م² ويتم الوصول إليه عن طريق درج داخلي من الطابق الارضي من منسوب الأرض، ويتكون من 9 غرف صفية.



شكل (5-2): مخطط الطابق الثاني

4.1.2 الفراغات الوظيفية وشكل الحركة

أما بالنسبة للحركة داخل المبنى فقد تم مراعاة السهولة للوصول الى كل ركن في المبنى حيث التوزيع الملائم للممرات والغرف والمكاتب ورفوف الكتب في الحركة الافقية، وتعدد الادراج وتوزيعها لاحتواء جميع الجهات في الحركة العمودية حيث احتوى المبنى على درج في الجهة الشرقية و اخر في الغربية الجنوبية بما يوفر سهولة الوصول الى مرافق المبنى .

ان من اهم ما تم معالجته من خلال الحركة هو معالجه اشعه الشمس حيث يوجد للشمس دور كبير يؤخذ بعين الاعتبار اثناء تصميم المدرسة . حيث تم معالجه اشعه الشمس من خلال وضعية المبنى بما يوفر اضاءة طبيعية لكافة مرافق المبنى .

تتعدد أشكال الحركة في المبنى ، حيث تم مراعاة الراحة والامان والسهولة في الحركة ، والتي تتمثل خارجيا في الوصول الى المدرسة و داخليا بالحركة الافقية والعمودية .

فقد روعي في الحركة الخارجية للمبنى توفير مدخلين يتم من خلالهما وصول الطلاب اليها اضافة الى مدخل طوارئ ومدخل رئيسي يتم من خلاله دخول السيارات الى ساحة المدرسة

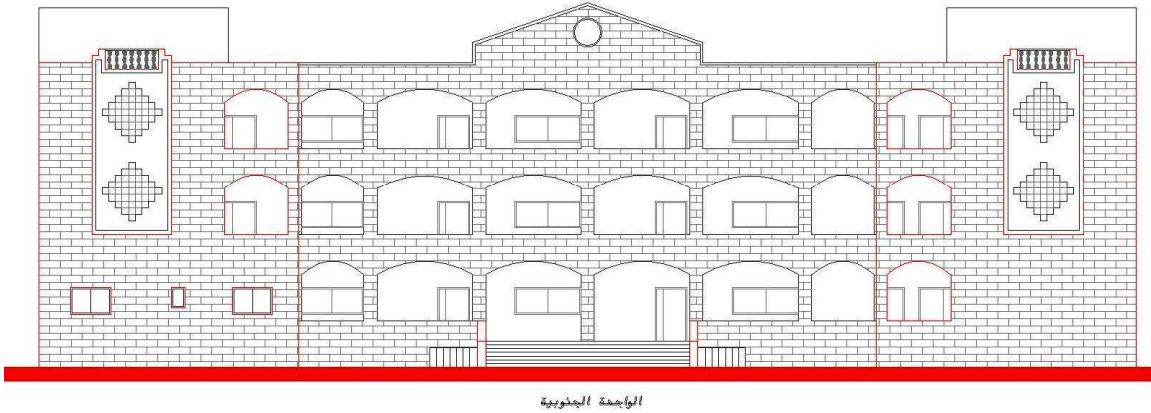


شكل (2-6): صورة تبين آلية الحركة في المنشأة.

5.1.2 وصف الواجهات :

1-الواجهة الجنوبية :

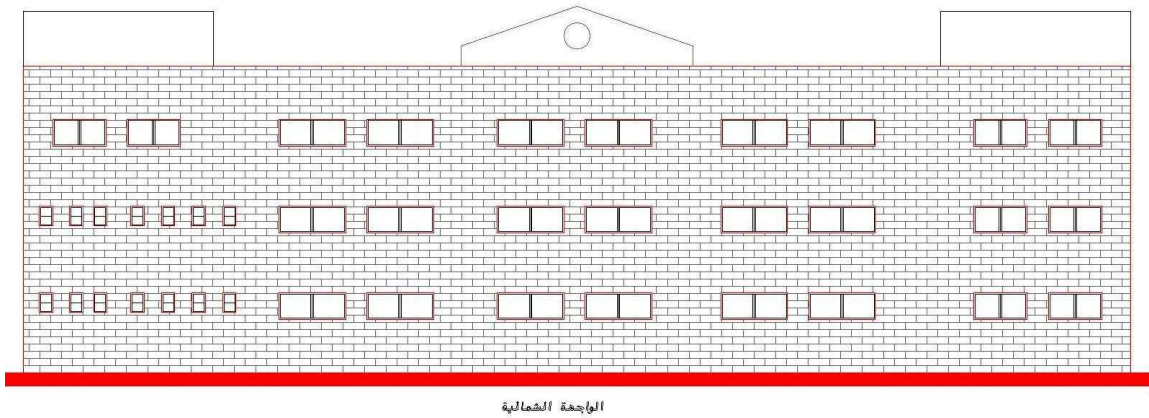
الواجهة الرئيسية وتحتوي على المدخل الرئيسي وعلى فتحات انشائية على شكل اقواس كما وتتنوع انواع الحجر المستخدمة والوانها اضافة الى تنوع الكتل المعمارية ذات المناسيب المختلفة اضافة الى تنوع الاشكال الزخرفية مما تعطي الواجهة جمالا معماريا مما يعكس رونق المبنى.



شكل(2-7): الواجهة الجنوبية "الامامية".

2-الواجهة الشمالية :

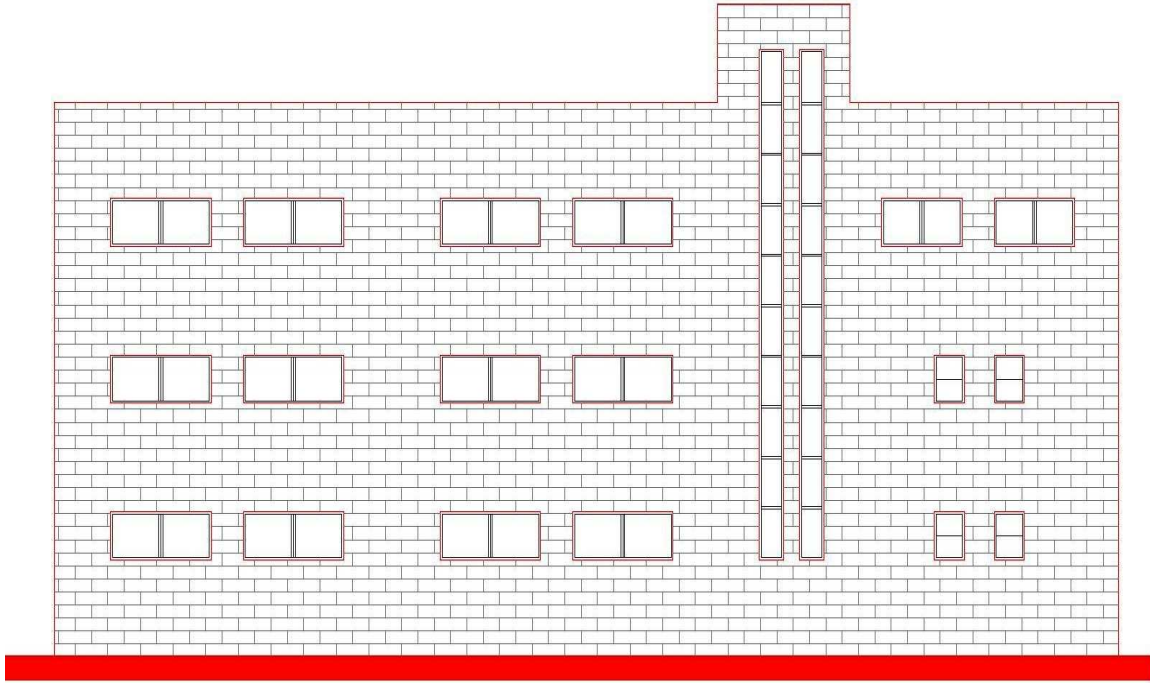
تشبه هذه الواجهة الواجهة الجنوبية بشكل كبير باستثناء اعتماد الطابع التقليدي للنوافذ بما يتلائم واستخدام المبنى ، كما في الشكل التالي :



شكل (2-8): الواجهة الشمالية "الخلفية".

3-الواجهة الشرقية :

يتجلى الجمال المعماري في هذه الواجهة التوزيع المنتظم للشبابيك والتنوع للحجر المستخدم وألوانه كما و تبيان نوعاً من التماثل والتداخل مما يعطي رونقا وجمالا للمبنى .

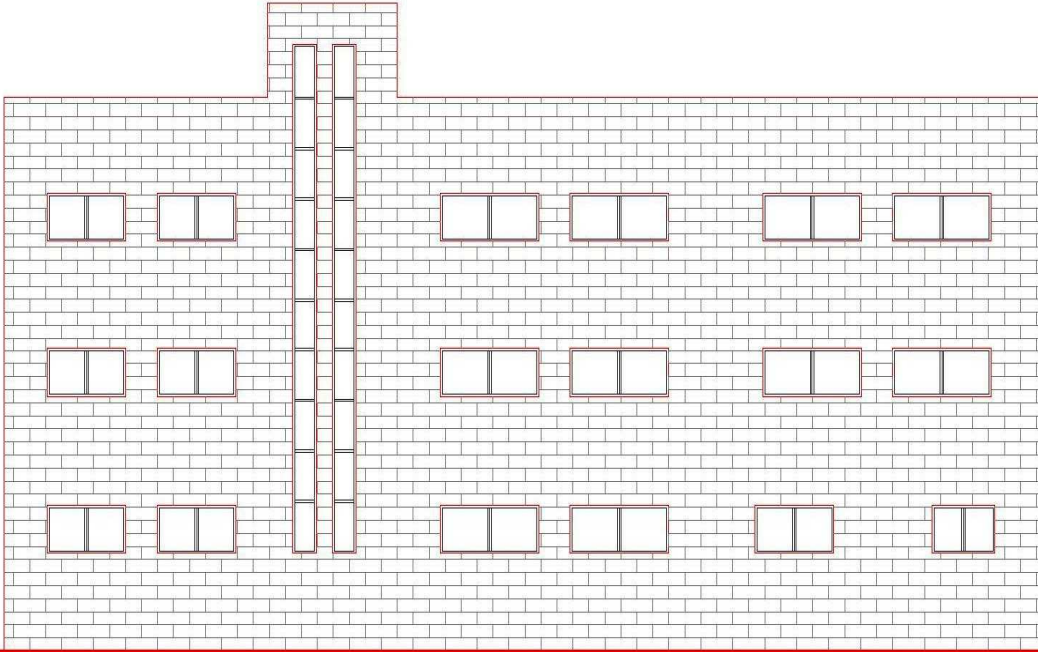


الواجهة الشرقية

شكل (9-2): الواجهة الشرقية

4- الواجهة الغربية :

تتشابه هذه الواجهة الى حد كبير مع الواجهة الشرقية ويظهر جليا الطابع التقليدي للمدارس والتمائل في الشبائيك .



الواجهة الغربية

شكل (10-2): الواجهة الغربية.

2.2 الوصف الانشائي

1.2.2 هدف التصميم الانشائي

يهدف التصميم الانشائي بشكل أساسي إلى إنتاج منشأ متين ومتزن من جميع النواحي الهندسية الإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال ميتة وحية وأيضاً أحمال بيئية من تأثير الزلازل والرياح والتلوج. وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

- الأمان (Safety): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى و الإجهادات الناتجة عنها.
- التكلفة (Cost): يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (settlement) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.
- الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

2.2.2 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى

تعتبر الدراسة النظرية جزء رئيسي ومهم يجب القيام به لإتمام عملية التحليل والتصميم حيث أنه من خلالها يمكن الوصول إلى أفضل ما يكون من عمليات التحليل لذلك يجب دراسة العناصر الإنشائية بشكل جيد وتحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر للوصول إلى التصميم المتين والأمن وطريقة العمل المناسبة.

1.2.2.2 الأحمال

لابد للعناصر الإنشائية التي يتم تصميمها أن تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون حدوث انهيار للمنشأة ومن هذه الأحمال: الأحمال الميتة، الأحمال الحية، والأحمال البيئية.

2.2.2.2 الأحمال الميتة

هي أحمال تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية و التجهيزات الثابتة فهي أحمال تلازم المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والاتجاه. وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الجدول (1-2) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m ³)
1	البلاط	23
2	المونة	22
3	الخرسانة	25
4	الطوب	9
5	القضارة	22
6	الرمل	16

3.2.2.2 الأحمال الحية

وهي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية والإنشاءات بحكم استعمالها المختلفة ، أو استعمالات جزء منها ، بما في ذلك الأحمال الموزعة والمركزة وهي تشمل :

1. أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.
2. الأحمال الديناميكية كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة .
3. الأحمال الساكنة والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر، المقاعد الدراسية والمكاتب ، الأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة والمواد المخزنة والأثاث والأجهزة والمعدات، والجدول (2-2) يبين قيمة الأحمال الحية اعتمادا على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني.

الجدول: (2-2) الأحمال الحية

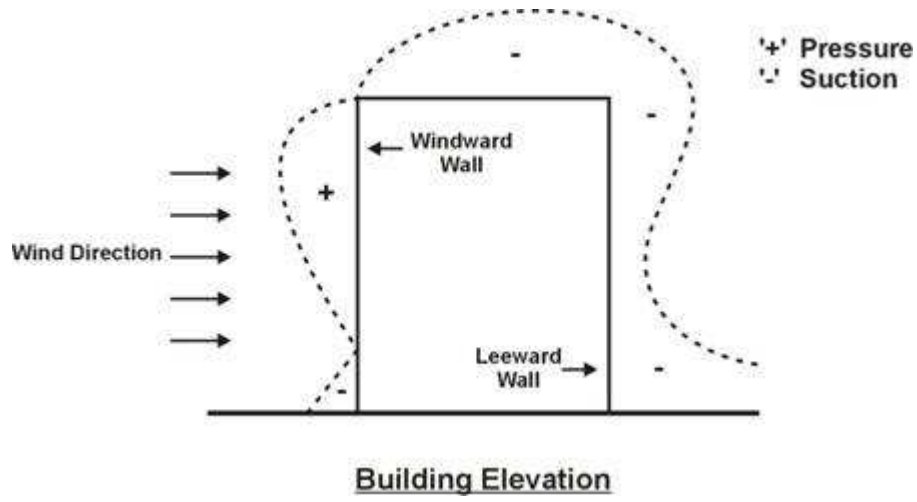
الحمل الحي (KN/m ²)	طبيعة الاستخدام	الرقم المتسلسل
5.0	مواقف السيارات	1
5.0	المخازن	2
4.0	الأدراج	3
5.0	المطاعم وصالات	4
2.5	المباني السكنية	5
7.5	منصات المسرح	6
2	قاعات المعدات	7
2.5	مكاتب الإستعلام	8

4.2.2.2 الأحمال البيئية

هي النوع الثالث من الأحمال التي يجب أخذها بعين الاعتبار عند التصميم وهذه الأحمال تتمثل في:

1. الرياح

عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزاءها وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط (windward) وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد (leeward) كما يبين الشكل (2-11)، وتقاس بالكيلو نيوتن لكل متر مربع (KN/m²). وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة.



الشكل (11-2) كيفية تأثير الرياح .

2. الثلوج

هي الأحمال التي يمكن أن يتعرض لها المنشأ بفعل تراكم الثلوج، ويمكن تقييم أحمال الثلوج اعتماداً على الأسس التالية:

- ارتفاع المنشأة عن سطح البحر.
 - ميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج.
- و الجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني.

الجدول (3-2): قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

أحمال الثلوج (KN/m ²)	(H) علو المنشأ عن سطح البحر (بالمتر)
0	$h < 250$
$(1000) / h - 250$	$500 > h > 250$
$(h - 400) / 400$	$1500 > h > 500$
$(h - 812.5) / 250$	$2500 > h > 1500$

3. الزلازل

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة عن قوى أفقية و رأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب (Bending moment)، ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً على الكود المستخدم(UBC97).

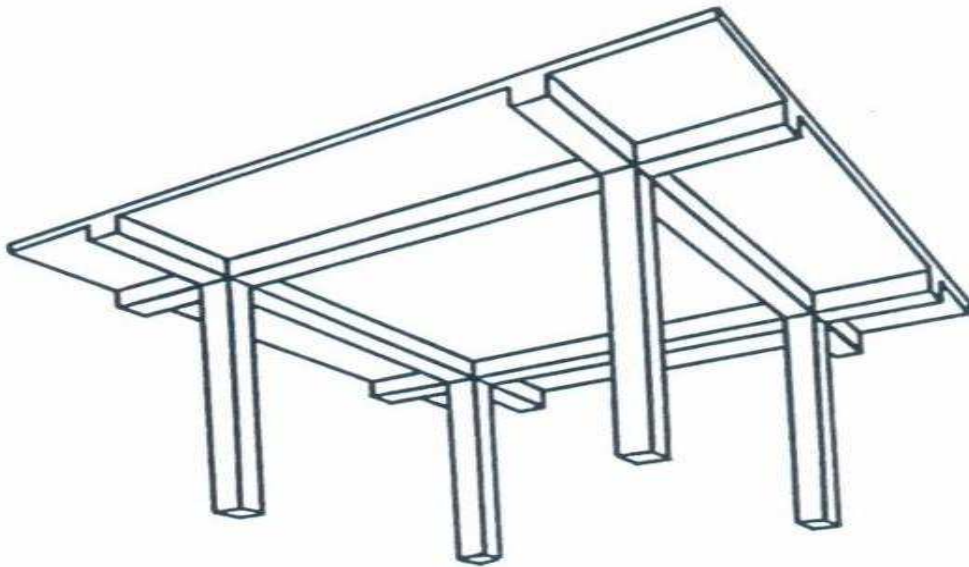
3.2.2 العناصر الإنشائية

تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاتف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري، ومن أهم هذه العناصر، العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات.

1.3.2.2 العقدات

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة، دون تعرضها إلى تشوهات. توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من العقدات الخرسانية المسلحة ، منها ما يلي :

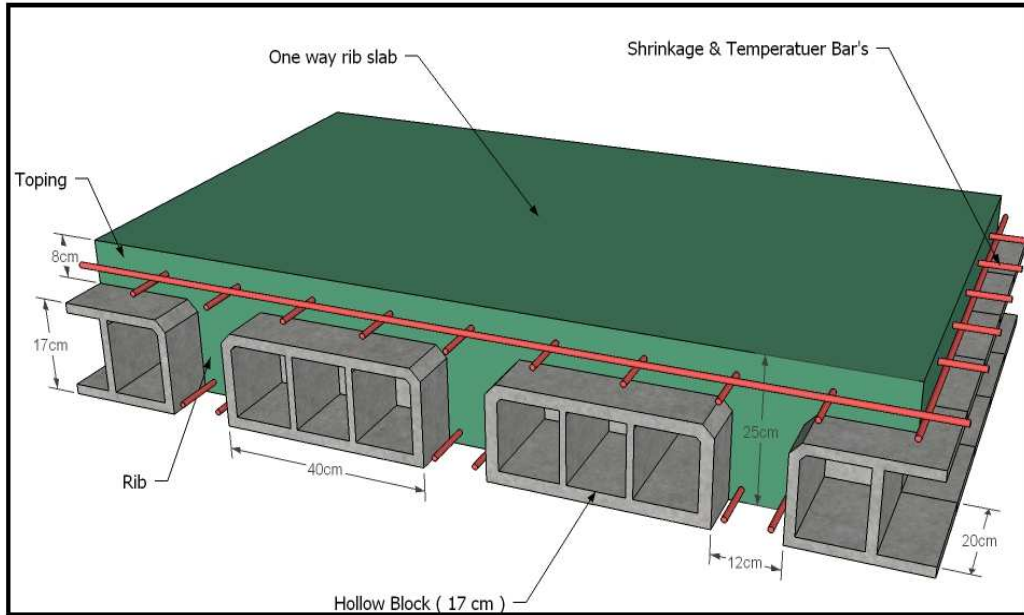
1. البلاطات المصمتة (Solid Slabs) ومنها ما هو باتجاه واحد وأخرى باتجاهين. وتم استخدام البلاطة المصمتة في اتجاه واحد في عقدة بيت الدرج والاصنصيل في حساب الاحمال على جدران القص لبيت الدرج .



الشكل (2-12) نموذج لعقدة مصمتة.

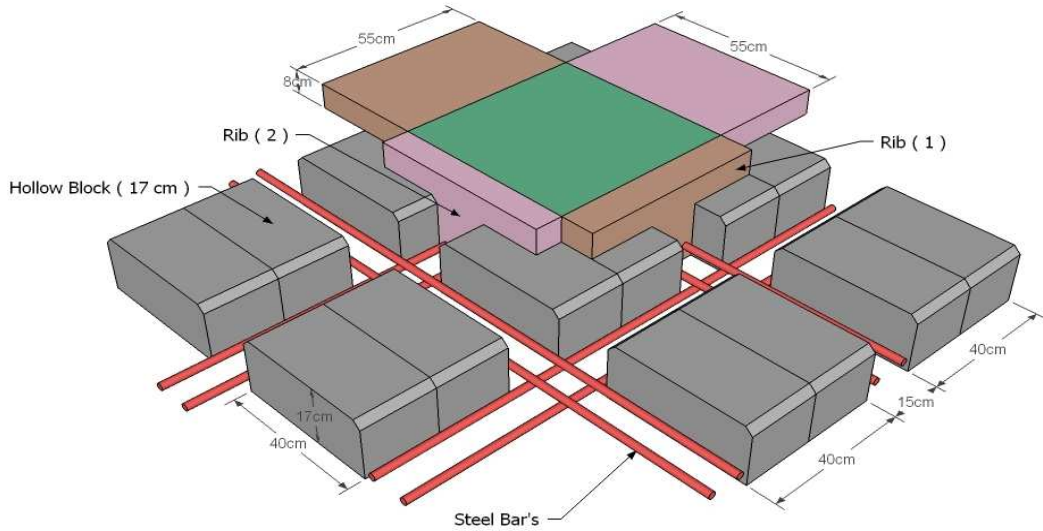
2. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :

- عقدة العصب باتجاه واحد (One way ribbed slab) وتمتاز بخفة وزنها وفعاليتها وتستخدم عندما تكون نسبة البعد الأكبر للفضاء الى البعد الاصغر لنفس الفضاء اكبر من 2 .



الشكل (13-2): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

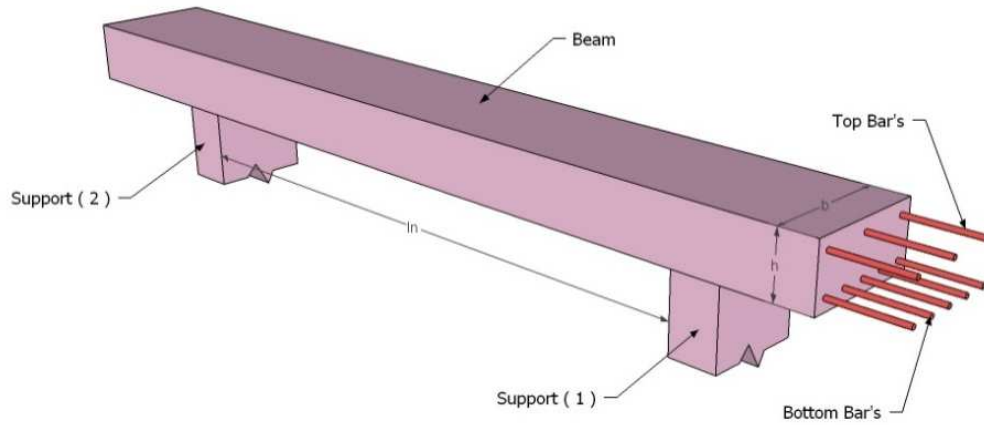
- عقدة العصب باتجاهين (Two way ribbed slab) وتستخدم للفضاءات التي تكون ابعادها متقاربة اي ان نسبة البعد الاكبر الى البعد الاصغر اقل من 2 وللاحمال القليلة نسبية . بعد توزيع الاحمال والعقدات تبين ان الفضاءات لا تحتاج الى هذا النوع من العقدات .



شكل (14-2): عقدات العصب ذات الاتجاهين

2.3.2.2 الجسور:

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة، وهي نوعين، جسور ساقطة (عميقة) وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل لنستخدم هذا النوع من الجسور، وجسور مسحورة مخفية، وفي المشروع سنقوم باستخدام الجسور المسحورة حسب قيمة الأحمال الواقعة على الجسر وكذلك حسب الفضاءات.



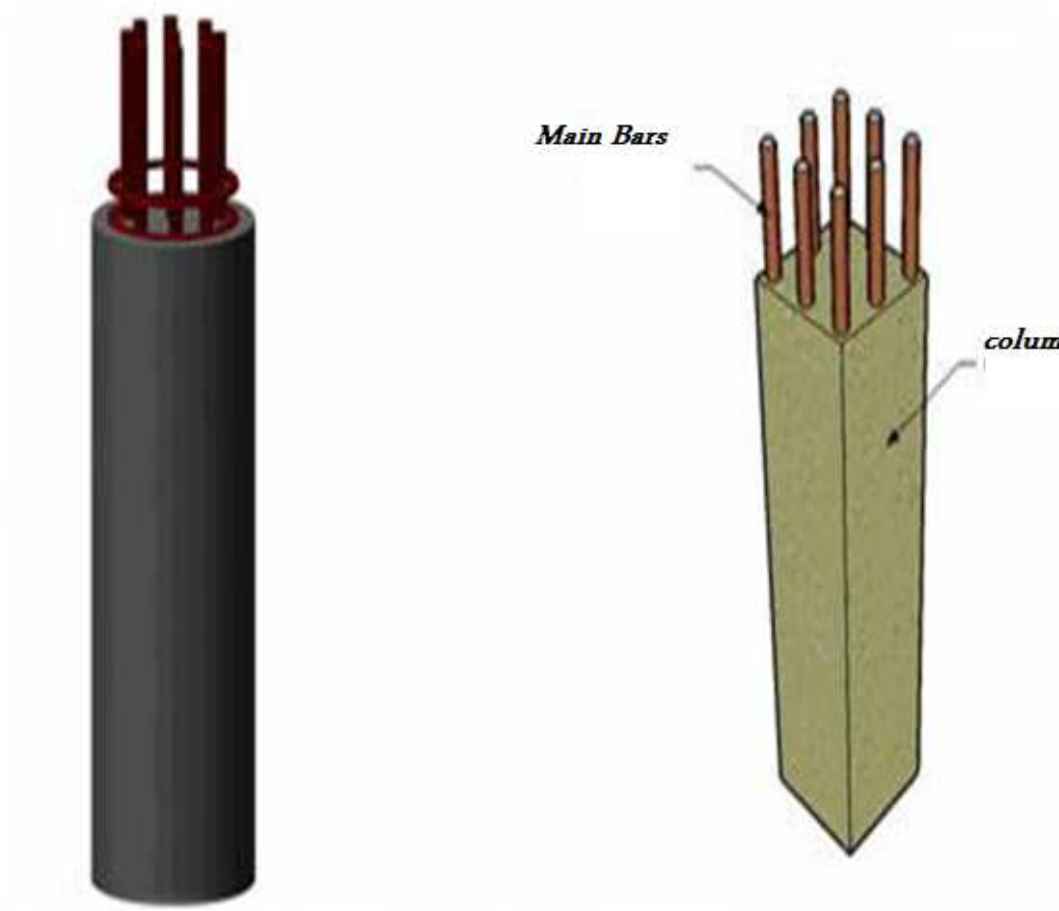
الشكل (2-15): نموذج لجسر مسحور

3.3.2.2 الأعمدة :

تعتبر الأعمدة العضو الإنشائي الرئيسي في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها إلى الأساسات، وهي متنوعة من حيث المقطع وطريقة العمل. والأعمدة نوعين من حيث التعامل معها في التصميم الإنشائي :

- 1- الأعمدة القصيرة (short column).
- 2- الأعمدة الطويلة (long column).

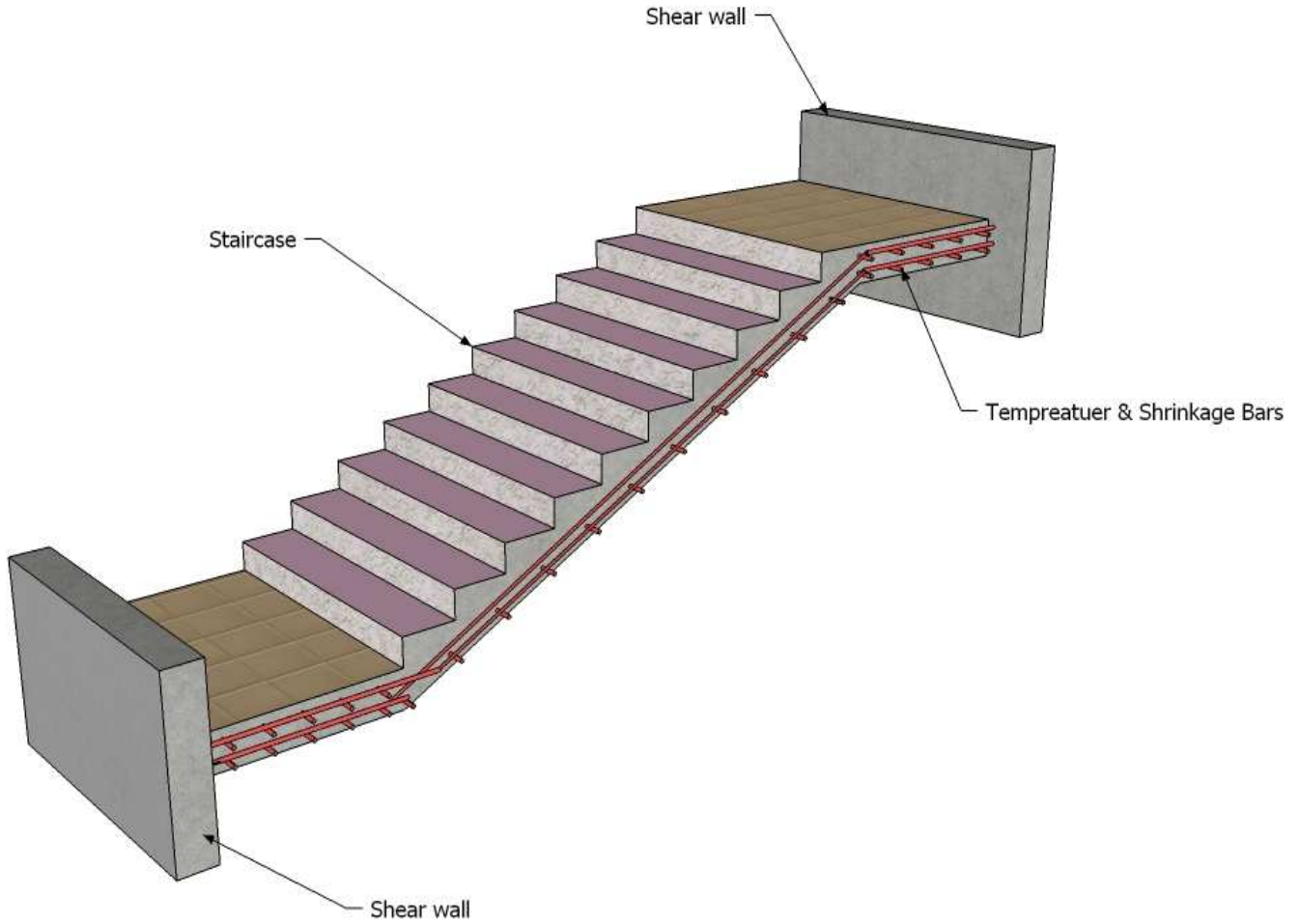
أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي:
منها المستطيل والدائري والمربع كما في الشكل (16-2).



الشكل (16-2): احدى أشكال الأعمدة.

4.3.2.2 الأدرج (Stairs):

الأدرج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من الطوابق عبر المبنى، ويتم عادةً تصميم الدرج إنشائياً باعتباره عقدة مصممة في اتجاه واحد ، الشكل (17-2).

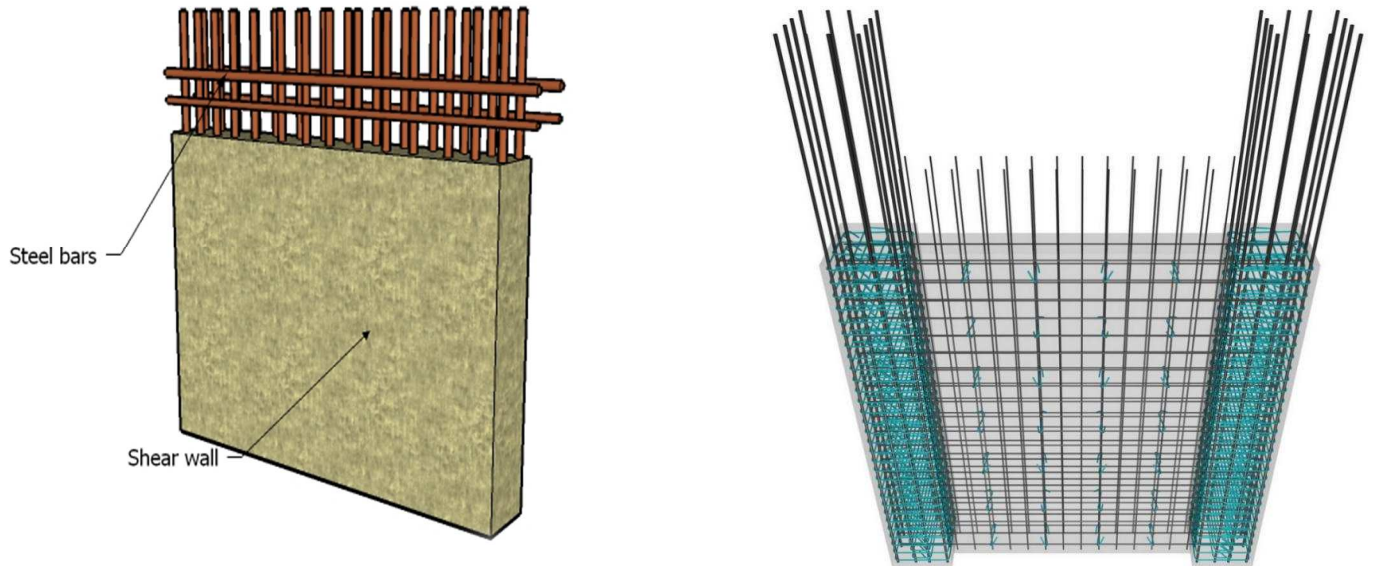


الشكل (17-2): الدرج

5.3.2.2 جدران القص (Shear Walls) :

هي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى الأفقية و العمودية الواقعة عليها و تستخدم بشكل رئيسي في مقاومة الأحمال الأفقية كأحمال الرياح و الزلازل و تسليح بطبقتين من الحديد لزيادة كفاءتها في مقاومة الأحمال الأفقية الواقعة عليها .

تعمل هذه الجدران على تحمل الأحمال الرأسية المنقولة إليها كما تعمل على مقاومة القوى الأفقية التي تتعرض لها المنشأ و يجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه و مركز ثقل المنشأ أقل ما يمكن أن تكون هذه الجدران كافية لتقليل تولد العزوم و آثارها على جدران المنشأ المقاومة للقوى الأفقية ، و تتمثل هذه الجدران بجدران بيت الدرج و جدران المصاعد و الجدران الأخرى التي تبدأ من الأساسات . والشكل التالي يبين جدار قص مسلح.



الشكل (18-2): جدار قص مسلح

6.3.2.2 الأساسات (Foundations) :

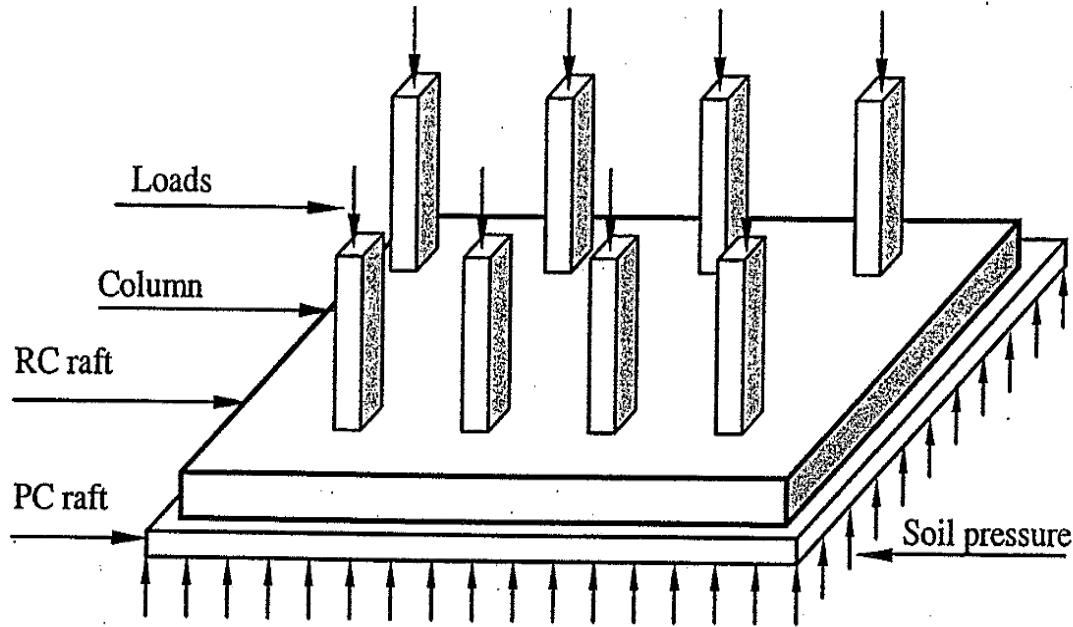
بالرغم من أن الأساسات هي أول ما نقوم بتنفيذها إلا أنها آخر ما نقوم بتصميمه . و تعتبر الأساسات حلقة الوصل ما بين العناصر الإنشائية في المنشأ و الأرض .
و لمعرفة الأحمال و الأوزان الواقعة عليها ، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور منها إلى الأعمدة و أخيرا إلى الأساسات التي تقوم بنقلها و توزيعها في التربة . بالتالي يكون الأساس مسؤول عن تحمل الأحمال الميتة و الحية للمنشأ بالإضافة لأحمال الزلازل و الرياح و الثلوج . و تكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات و بناءً عليها و على طبيعة التربة يتم تحديد أبعاد و نوع الأساسات المستخدمة.

توجد الأساسات على عدة أنواع هي :

1. أساسات منفصلة (Isolated Foundation).
2. أساسات مزدوجة (Combined Foundation).
3. أساسات شريطية (Strip Foundation).
4. أساسات البلاطة (Raft Foundation).
5. الأساسات العميقة (Piles-Deep Foundations)

أساس البلاطة أو اللبشة (Raft Foundation).

وهي عبارة عن حصيرة تحمل عدد كبير من الأعمدة والجدران تستخدم في حالة كون تربة التأسيس ضعيفة بحيث لا ينصح فيها استخدام الأساس المنفصل أو المزدوج.



الشكل (19-2): Raft foundation

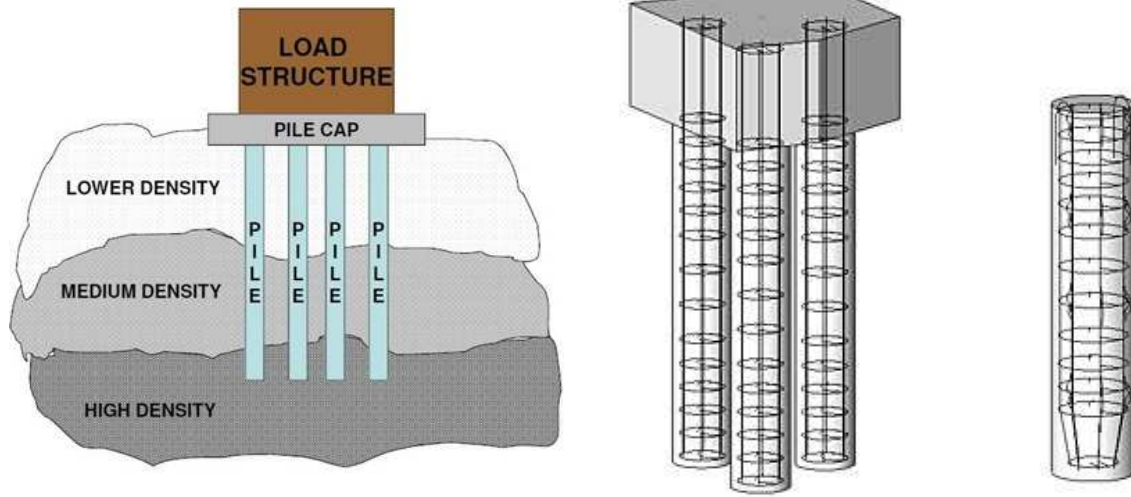
الأساسات العميقة أو الخوازيق (Piles-Deep Foundations)

وهي عبارة عن أوتاد خرسانية يتم استخدامها عندما تكون التربة السطحية ضعيفة وغير صالحة للتأسيس وتكون الطبقة الصالحة للتأسيس على مسافات عميقة لذلك نلجأ إلى اختراق التربة إلى أعماق كبيرة للحصول على السطح الصالح للتأسيس. ويتم عادة الاعتماد على الأساسات العميقة في التربة الرملية مثل الشواطئ والمناطق الصحراوية.

الأساسات الخازوقية (الخوازيق) يمكن تصنيفها حسب الآتي :

1. حسب التصميم : تقسم لثلاث أنواع (خوازيق تعمل على الارتكاز End bearing، خوازيق تعمل على الاحتكاك friction أو خوازيق تعمل على الارتكاز والاحتكاك معا).

2. حسب مادة الخازوق (الخوازيق الخرسانية المسلحة ، الخوازيق المعدنية على شكل اسطوانة مليئة أو مفرغة أو خوازيق مقاطعها على شكل حرف I أو H أو الخوازيق الخشبية وهي أقلها تحملاً وأقل انتشاراً).
3. حسب طريقة التنفيذ (منها ما يحفر ويصب بالمكان حفر بالتفريغ ومنها ما يدق في مكانه بمطارق خاصة ومنها ما يتم زرعه بمكانه بواسطة مكابس لولبية حلزونية طرق مع الدوران).



الشكل (20-2) : Piles Foundations

7.3.2.2 فواصل التمدد :

فواصل التمدد (Expansions Joints) : تستخدم للتخلص من القوى الناتجة عن التمدد الحراري للمبنى من خلال تجزئة المبنى الى جزئين أو أكثر بالاعتماد على أبعاد المبنى ودرجات الحرارة ويمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشآت العادية كما يلي :

- من 40 إلى 45 م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .
- من 30 إلى 35 م في المناطق الحارة .
- و يمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف . و في حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الأستنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل و أخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد.

الفصل الثالث

مقدمة في الأساسات والتربة

3

1.3 المقدمة

2.3 أنواع الأساسات وتصنيفها

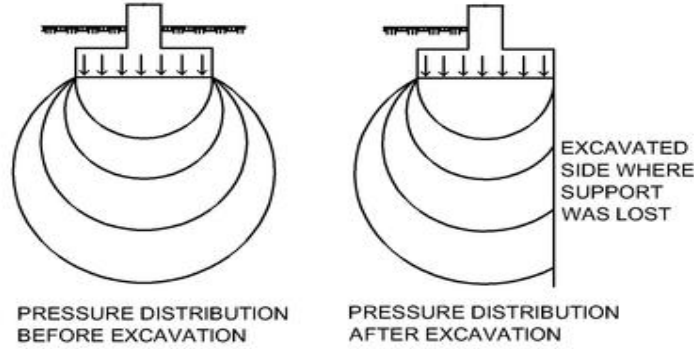
3.3 قدرة تحمل التربة والضغط المسموح به

4.3 اختيار نوع الأساس

1.3 المقدمة:

يحتل علم الأساسات دورا أساسيا بين العلوم الهندسية ، حيث تعتبر الأساسات العنصر الحامل الرئيسي في المنشأة، فهي تنقل الأحمال الواقعة عليها من عناصر المنشأة الى التربة التي تستند اليها وتوزيعها في التربة باعتبارها تشكل نصف الفراغ اللانهائي، لضمان الاستقرار الكلي للمنشأة ، وعلى ذلك فإن تصميم الأساسات يدفع بنا الى التعامل مع علاقات أكثر تعقيدا (من تصميم العناصر الأخرى للمنشأة التي تربط الأحمال من جهة والاجهاد من جهة أخرى بعلاقة ثابتة لا تختلف باختلاف النظريات). وبالتالي التعامل مع متغيرات أكبر عددا، فدخلت التربة كمادة جديدة في التصميم يجعل الحاجة الى التعامل مع منظومة المتغيرات التي تشكل نظريات المئانة أمر لا بد منه ، والجمع بين التربة كعلم مستقل وبين الأساسات كحساب إنشائي ، لاختيار نوع الأساسات والأبعاد الهندسية مع مراعاة نوعية التربة والهبوط وردود الأفعال والاجهادات من العناصر الإنشائية للمبنى من جهة ، وتحقيق الأمان والجودى الاقتصادية من جهة أخرى.

تعتبر التربة بوجه عام، أقل تحملا للضغوطات والاجهادات الأخرى من العناصر الإنشائية الخرسانية ، ولهذا السبب نجد ان الأساسات (خاصة السطحية منها) تتمتع باتساع كبير لمساحة القاعدة قياسا بمساحة مقطع العناصر المستندة اليها (كالأعمدة والجدران) . وهذا الاتساع يؤمن انتشار الاحمال داخل التربة . كما يبين الشكل (1-3).



الشكل (1-3) : نقل الأساس للأحمال الواقعة عليه الى التربة .

إن الهدف النهائي لتصميم هذه العناصر هو تحقيق الأمان الكافي والمحقق للشروط الاقتصادية للإنشاء ويتم ذلك باختيار نوع الأساسات المناسبة وأبعادها وأعماق التأسيس التي تتناسب مع طبيعة التربة ونوع المنشأة والأحمال المطبقة عليها وغيرها وفي هذا المساق نجد أن فن التصميم في الأساسات يلعب دوراً فاعلاً في تحديد نوع الأساسات المختارة .

2.3 أنواع الأساسات وتصنيفها:

تصنف الأساسات بوجه عام الى :

1. **الأساسات السطحية (Shallow Foundation)** : حيث هي عبارة عن أساسات تنفذ على أعماق قريبة من سطح الأرض حيث يكون عمق التأسيس أقل من ضعف عرض الأساس ويستعمل هذا النوع من الأساسات للتربة ذات الطبقات القوية القريبة من سطح الأرض. تمتاز الأساسات السطحية
 2. **الاساسات العميقة (Deep Foundation)** : تستعمل عندما تكون طبقات التربة القريبة من سطح الأرض ضعيفة وتكون الأحمال عليها كبيرة.
- تمتاز الأساسات السطحية بسهولة التنفيذ وكثرة الاستخدام وأقل تكلفة اقتصادية بالمقارنة مع الأساسات العميقة.
 - أحياناً لأهمية المنشأ واعتبارات الأمان نزل إلى أعماق كبيرة حتى نصل إلى التربة القوية

أنواع الأساسات السطحية :

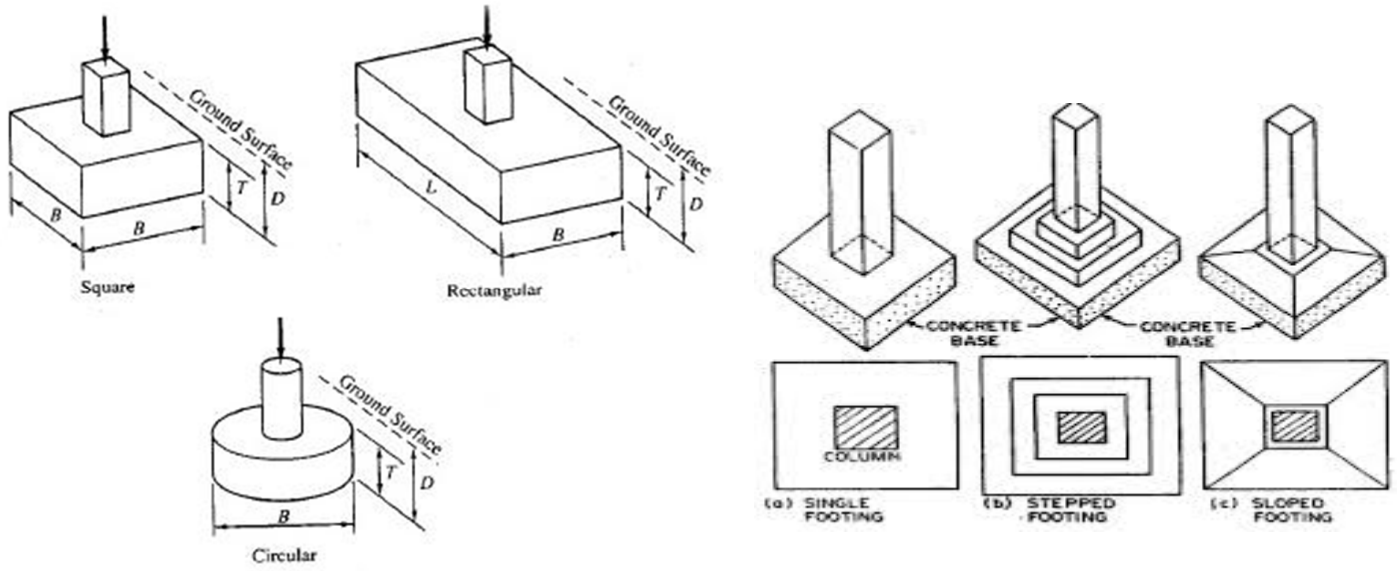
1. **الأساسات المنفردة (Isolated Footing).**

تستخدم كأساس للأعمدة الخرسانية والمعدنية منها المربع والمستطيل والدائري غالباً يكون شكل القاعدة نفس شكل العمود لتحسن طريقة توزيع الاجهادات من العمود للقاعدة. تتكون الأساسات المنفردة أو المنفصلة من جزئين:

- الجزء العلوي من الخرسانة المسلحة.
- الجزء السفلي من الخرسانة العادية.

سبب استخدام الخرسانة العادية :

- (1) للحصول على توزيع منتظم للإجهادات على التربة أسفل قاعدة العمود.
- (2) توفير حجم الخرسانة المسلحة المطلوبة للقاعدة مما يقلل من التكاليف (ثمّن الخرسانة المسلحة يساوي أربع مرّات ثمّن الخرسانة العادية).

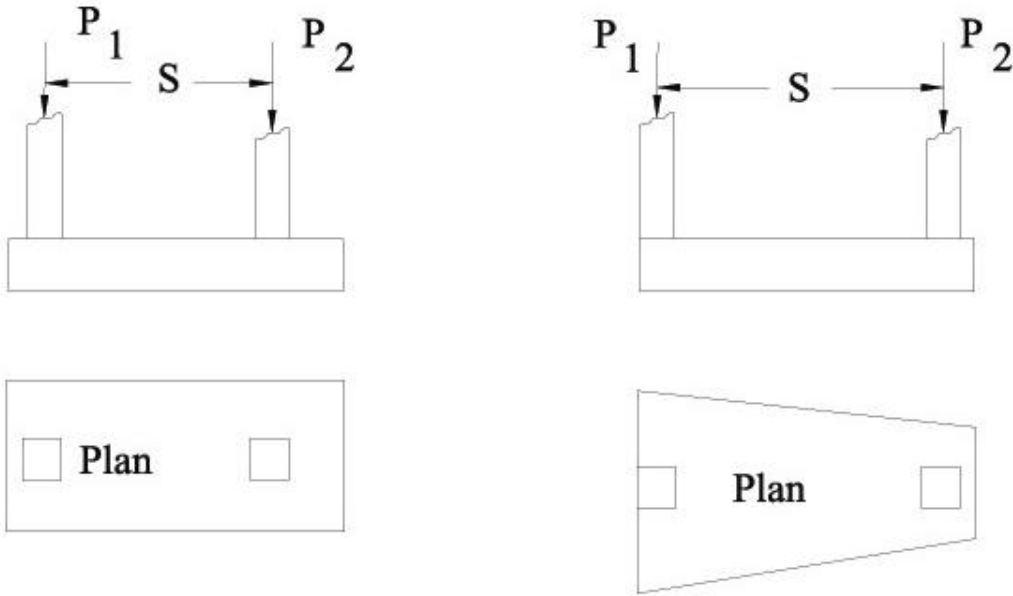


شكل (2-3): أشكال مختلفة لأساس منفرد

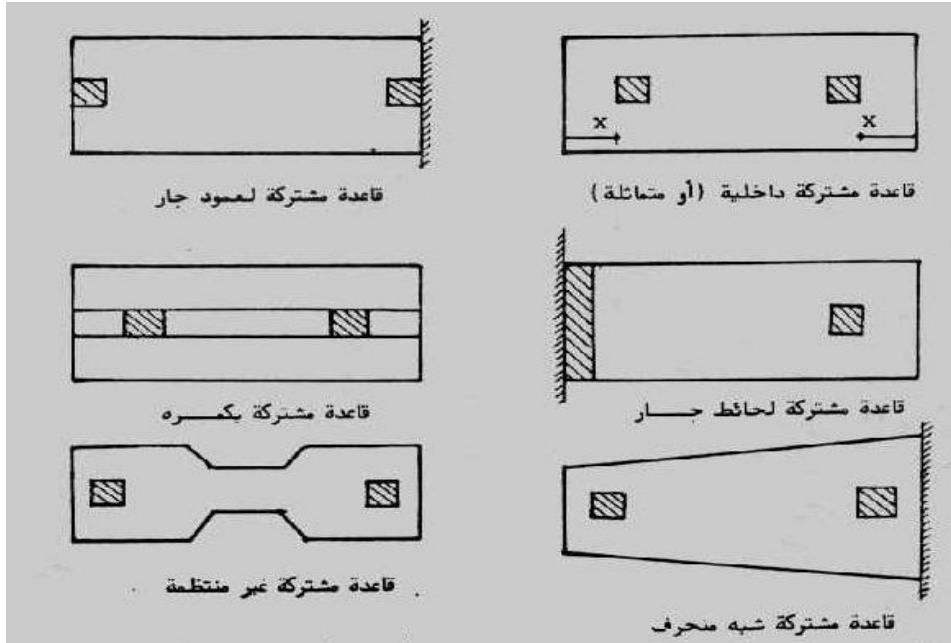
2. الأساسات المشتركة او المركبة (Combined Footing).

نلجأ للقواعد المشتركة عندما يحدث تداخل بين القواعد المنفصلة حيث يكون الإجهاد في منطقة التداخل إجهاد مضاعف.

- القواعد المشتركة عبارة عن قاعدة تضم عمودين أو أكثر ونقطة عمل محصلة العمودين تنطبق على مركز مساحة القاعدة مما يعطى إجهادا منتظماً على التربة (نستخدمها بدلاً من القواعد المتداخلة).
- عندما تقع محصلة الأحمال على مركز المستطيل فإننا نضمن توزيع منتظم للإجهادات والأحمال على التربة.
- تحافظ الأساسات المشتركة على قوة تحمل التربة.
- الأساسات المشتركة قد تكون على شكل مستطيل او شبه منحرف كما في الأشكال التالية.

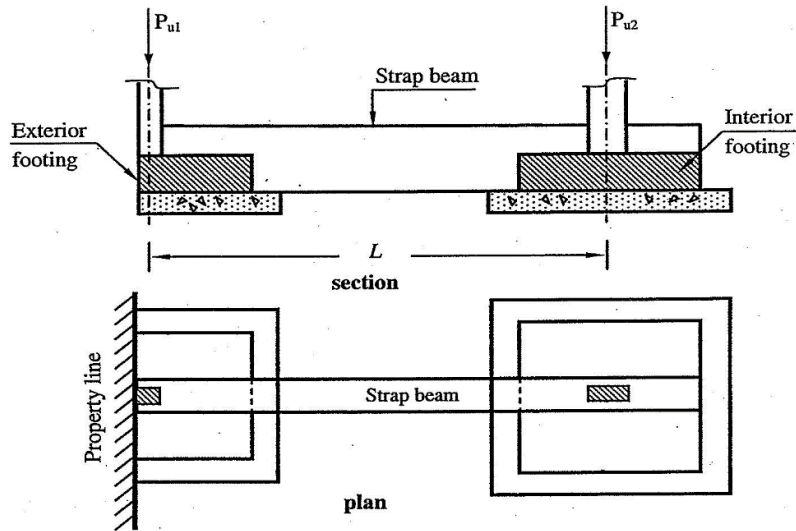


شكل (3-3): أشكال مختلفة لأساس مشترك



شكل (4-3) : أشكال مختلفة لأساس مشترك

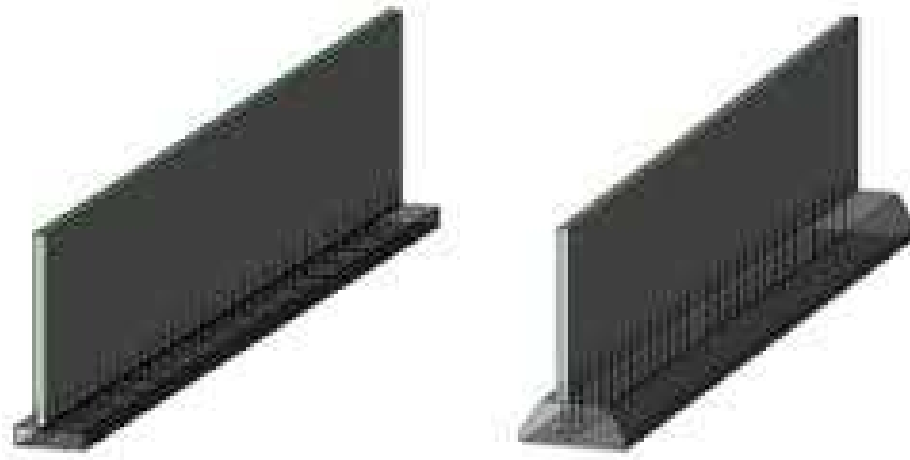
- غالبا ما تستخدم القواعد الكابولية (Cantilever Footings) كبديل عن القواعد المشتركة لربط عمود الجار بأقرب عمود داخلي خاصة عندما تكون المسافة بين الأعمدة متباعدة ، حيث أن الشدائد أو الجسر الموجود بين القاعدتين عبارة عن وسيلة لمقاومة العزم الناتج عن اللامركزية لعمود الجار.



شكل (5-3) : قاعدة كابولية

3. الأساس المستمر (Continuous Footing).

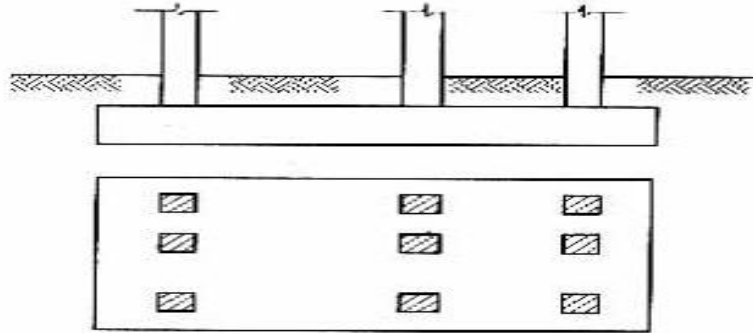
وهي الأساسات التي تحمل جدارا مستمرا، وتدعى أيضا بالأساسات الشريطية ، وفي بعض الأحيان تعتبر الأساسات المشتركة نوعا من الأساسات المستمرة كما يبين شكل (6-3) نموذج لأساس مستمر.



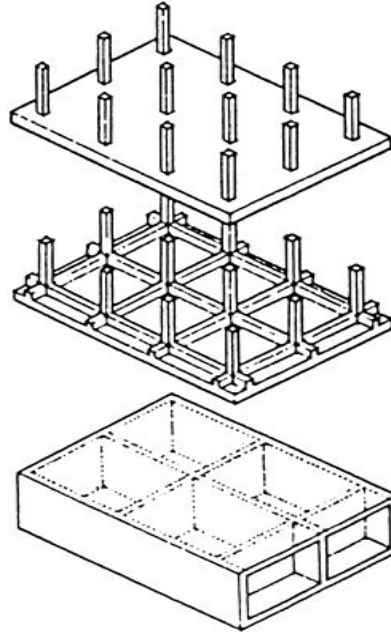
شكل(6-3) : نموذج لأساس مستمر

4. أساس البلاطة أو الحاصرة أو اللبشة (Raft Foundation).

عبارة عن قاعدة مشتركة كبيرة تضم جميع الأعمدة وتصمم بحيث تركز نقطة عمل محصلة جميع الأعمدة على مركز مساحة اللبشة (الفرشة الخرسانية) ونلجأ لاستعمال هذه الفرشات عندما تزيد مجموع مساحات القواعد المنفصلة والمشاركة عن 60% من مساحة المنشأ. كما تستخدم كأساس للمنشآت ذات البدرومات التي تتواجد اسفل منسوب المياه الجوفية.



شكل (7-3) : Raft Foundation



mat

A thick, slablike footing of reinforced concrete supporting a number of columns or an entire building.

ribbed mat

A mat foundation reinforced by a grid of ribs above or below the slab.

cellular mat

A composite structure of reinforced concrete slabs and basement walls serving as a mat foundation.

شكل (8-3) : أشكال مختلفة من أساس الحصيرة

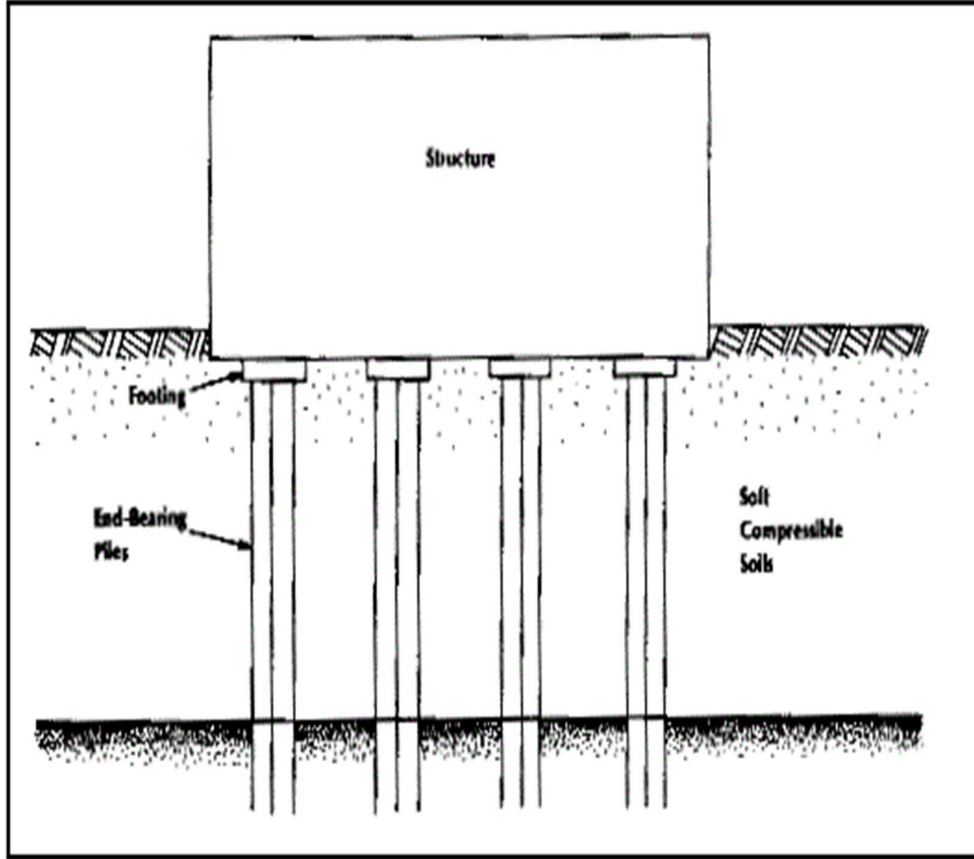
- غالبا ما تكون اللبشة منتظمة السمك (مسطحة) خاصة عندما تكون أحمال الأعمدة خفيفة الى متوسطة وتكون الأعمدة متقاربة وفي صفوف شبه مستقيمة.
- أحيانا يتم زيادة سمك اللبشة أسفل العمود ذات الأحمال الكبيرة لمقاومة الاختراق وعزم الانحناء السالب (لبشة مسطحة مقواة تحت الأعمدة) وفي حالة العزم المرتفع لكبير المسافات بين الأعمدة يتم زيادة السمك على هيئة شرائح ممتدة بين الأعمدة.

أما الأساسات العميقة (Piles - Deep Foundation).

هي عبارة عن أعمدة تقام داخل التربة وتقوم بنقل أحمال الأعمدة إلى الطبقات القوية من التربة البعيدة عن سطح الأرض.

أنواع الخوازيق :

- خوازيق إزاحة (Driven Piles).
- خوازيق تفريغ (Bored Piles).



شكل (9-3) نموذج لأساس وتدي.

3.3 قدرة تحمل التربة والضغط المسموح به:

1.3.3 التربة (Soil) :

تتكون من طبقات حسب التكوين الجيولوجي لها (تربة ضعيفة - قوية - رملية - طينية).
حيث يمثل الجدول المرفق (1-3) وصف لطبقات التربة وسماكتها أثناء الحفر والمأخوذ من تقرير التربة للموقع.

الجدول (1-3): Detailed description of the type of soil layers encountered during drilling

Borehole Number	Top depth from ground level (m)	Bottom depth from ground level (m)	Thickness (m)	Color	Description
BH1	0.0	2.40	2.40	Brown	Sandy Clay with some Gravel
	2.40	16.00	13.60	Dark Brown	Silt with some Sand
BH2	0.0	2.40	2.40	Brown	Sandy Clay with some Gravel
	2.40	16.00	13.60	Dark Brown	Silt with some Sand

- الخواص الطبيعية للتربة - Natural Properties of soil :
- الوزن النوعي - نسبة الفراغات - درجة التشبع بالمياه - كثافة المواد الصلبة التي تحتويها التربة - التدرج الحبيبي sieve analysis لمكونات التربة المفككة (مثل الرمل) - خواص اللدونة للتربة المتماسكة (تربة طينية وطينية).

• فحص التربة - Soil Investigation :

هي العملية التي يتم فيها استخراج طبقات التربة أو عينات سليمة (كما هي موجودة في الطبيعة) منها لاختبارها بالمعمل وتحديد خواصها الطبيعية والميكانيكية. ويتم ذلك عن طريق عمل جسات بطريقة ميكانيكية أو يدوية واستخراج عينات من التربة من كل متر طولي بواسطة أجهزة خاصة ويتم تفريغ العينات من هذه الأجهزة وحفظها في أكياس من البلاستيك المحكمة الاغلاق إذا كانت العينات غير سليمة (مختلفة) أو تغليفها بالشمع إذا كانت العينات سليمة للاحتفاظ بنسبة الرطوبة فيها لحين اختبارها في المعمل وإجراء تجارب عليها ومن خلال فحص التربة يمكن التعرف على :

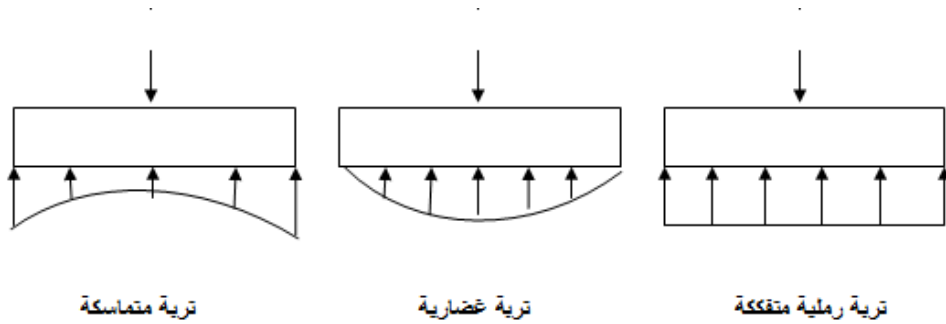
- i. منسوب المياه الجوفية - Ground water level : وتؤخذ عينات منها لتحليلها كيميائياً ولتحديد أنواع الأملاح الضارة بالخرسانة مثل الكبريتات التي تعمل على تآكل الأساسات وكلوريد الصوديوم الذي يسبب صدأ الحديد في الخرسانة المسلحة .
- ii. تحديد مستوى الأساس - Foundation Level : (بعده عن سطح الأرض) وجهد التأسيس (أقصى إجهاد تتحمله التربة وبعده يحدث الانهيار) وتحديد نوع الأساس المراد استخدامه في المنشأة.
- iii. حساب الهبوط المنتظر - Expected Settlement للمنشأ نتيجة تحميله على التربة ويكون هذا الهبوط كبيراً إذا كان التحميل كبير على التربة وقليل إذا كان التحميل قليل على التربة ويجب أن يكون هذا الهبوط أقل من المسموح به في المواصفات حتى لا يحدث تصدعات وشروخ في المبنى.

2.3.3 إجهاد المسموح به للتربة وتوزيع الأحمال:

من المعروف أن توزيع الأحمال على التربة تحت الأساسات الصلبة والمرنة لا يكون خطياً، بل يخضع إلى علاقات وصيغ رياضية معقدة ، علاوة على ذلك فإن هذه المسألة ليست محددة. إلا أنه يتم اللجوء إلى طرق تقريبية بسيطة، التي تسهل الأمر من خلال اعتبار أن توزيع الأحمال ذي شكل خطي ويمثل الجدول (2-3) قدرة تحمل التربة (قيمة الإجهاد المسموح به) للأساس المنفصل والمشارك واختلافها مع عمق التأسيس كما يبين الشكل (3-10) شكل توزيع الأحمال على التربة .

The following table calculates shows the :جدول (2-3) safe bearing capacity values of the foundation at different levels

Borehole Number	Top depth from ground level	Allowable Bearing Capacity kg/cm ²	
		Isolated footing	Strip footing
BH1	0.0	1.38	1.03
	2.40 to 16.00	2.11	1.6
	16.00 To End of Borehole (EOB)	4.20	3.50
BH2	0.0	1.38	1.03
	2.40 to 16.00	2.11	1.6
	16.00 To End of Borehole (EOB)	4.20	3.50



الشكل (3-10) : شكل توزيع الأحمال على التربة .

4.3 اختيار نوع الأساس:

تتمثل الاجراءات الواجب اتباعها قبل اختيار نوع الأساسات التي ستقام عليها المنشأة في جمع المعلومات عن تربة التأسيس وموقع المنشأة وطبيعة الأحمال التي ستعرض لها الأساسات اضافة الى الجدوى الاقتصادية عن أسعار المواد الاولية وتكاليف الانشاء وغيرها .

إلا أن دراسة موقع المنشأة وتربة التأسيس، تعتبر من أهم هذه المعلومات لكونها على صلة مباشرة بعملية التصميم لذلك يتوجب علينا قبل تحديد نوع الأساسات القيام بزيارة ميدانية الى الموقع ، بغية معاينة الموقع والتأكد من وجود أو عدم وجود منشآت مجاورة وبالتالي تكوين تصور أولي عن كيفية تنفيذ أعمال الحفر والصب اضافة الى وضع اقتراحات مبدئية عن طريق تدعيم الحفريات لمنعها من الانهيار .

أما من حيث تحديد طبيعة التربة وخصائصها المختلفة فإن ذلك يجري بواسطة آبار اختبارية تحفر في الموقع، أو بواسطة دق الأوتاد حيث يتم ذلك عن طريق آلات (ماكينات) ضخمة تسمى الحفارة لمعرفة عمق الصخر اذا وجد أو اذا كانت توجد مياه جوفية (ان وجدت) ... للحصول على نتائج اختبار فحص التربة وخصائصها وتصنيف نوع التربة.

ومن أهم المعلومات التي يحتاجها المصمم عن تربة التأسيس :

- 1- قدرة التحمل العظمى للتربة "Q_{ult}" والتحمل المسموح به "Q_{all}".
- 2- ارتفاع منسوب المياه الجوفية (Water Table) إن وجدت .
- 3- الهبوط المسموح به للتربة .
- 4- عمق التأسيس المقترح .
- 5- الخصائص الأخرى للتربة كالاحتكاك والتماسك وغيرها.

ان هذه المعلومات اضافة الى طبيعة المنشأة وقيم الأحمال المطبقة وشكل توزيعها على الأساسات ، يلعب الدور الرئيسي في اختيار نوع الاساس .

Chapter 4

Structural Analysis & Design

4

4.1 Introduction.

4.2 Design Method and Requirements.

4.3 Factored Loads.

4.4 Determination of Slab Thickness.

4.5 Loads Calculations.

4.6 Design the Raft Foundation.

4.7 Design the Pile Foundation.

4.1 Introduction:

Concrete is the only major building material that can be delivered to the job site in a plastic state. This unique quality makes concrete desirable as a building material because it can be molded to virtually any form or shape.

Concrete used in most construction work is reinforced with steel. When concrete structure members must resist extreme tensile stresses, steel supplies the necessary strength. Steel is embedded in the concrete in the form of a mesh, or roughened or twisted bars. A bond forms between the steel and the concrete, and stresses can be transferred between both components.

The project consists of several structural elements but in this project we will design the Raft Foundation) Determine the thickness of Raft and reinforced it) by using ACI Code and software design – **Safe v. 12.0** and determine the consolidation settlement of raft foundation.

4-2 Design method and requirements:

The design strength provided by a member is calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI Code (318 - 08).

Strength design method:

In ultimate strength design method, the service loads are increased by factors to obtain the load at which failure is considered to be occurring.

This load called factored load or factored service load. The structure or structural element is then proportioned such that the strength is reached when factored load is acting. The computation of this strength takes into account the nonlinear stress-strain behavior of concrete.

The strength design method is expressed by the following,

Strength Provided \geq Strength Required To Carry Factored Loads

4.3 Factored Loads

The factored loads for members in our project are determined by:

$$W_u = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} \quad \text{ACI Code 318-08 (9.2.1).}$$

NOTE:

$$f'_c = 30 \text{ Mpa.}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

Will be used in the design and calculations.

4.4 Determination of Slab Thickness

1. Determination of Slab Thickness for One Way Rib Slab.

The structure may be exposed to different loads such as dead and live loads. The value of the load depends on the structure type and the intended use.

According to ACI Table 9.5(a), the minimum thickness of Non-prestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

Table (4-1): Minimum thickness of Non-prestressed beams or one way slabs unless deflections

TABLE 9.5(a) — MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

Member	Minimum thickness, h			
	Simply supported	One end continuous	Both ends continuous	Cantilever
	Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections			
Solid one-way slabs	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Beams or ribbed one-way slabs	$l/16$	$l/18.5$	$l/21$	$l/8$

Notes:

Values given shall be used directly for members with normalweight concrete and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:

a) For lightweight concrete having equilibrium density, w_c , in the range of 1440 to 1840 kg/m³, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.0003w_c)$ but not less than 1.09.

b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

For one way rib (R) in ground, first and second floor, as shown in fig below.



Figure (4-1): Spans for one way rib slab.

Spans from left to right for one way rib slab:

$$\frac{L}{18.5} = \frac{6.6}{18.5} = 0.357 \text{ m} \quad \text{Control ACI-318-02 (9.5a)}$$

$$\frac{L}{18.5} = \frac{2.8}{18.5} = 0.15 \text{ m}$$

So the thickness of One way rib slab = 40 cm.

2. Determination of Slab Thickness for Two Way Rib Slab.

$$\bar{Y} = \frac{\sum A.Y}{\sum A}$$

$$\bar{Y} = \frac{2 * 0.2 * 0.08 * 0.04 + 0.15 * 0.4 * 0.2}{2 * 0.2 * 0.08 + 0.15 * 0.4} = 0.144 \text{ m}$$

$$I_{rib} = \frac{0.55 \times (0.144)^3}{3} - \frac{(0.55 - 0.15) \times (0.006)^3}{3} + \frac{0.15 \times (0.264)^3}{3}$$

$$I_{rib} = 5.3 \times 10^{-4} \text{ m}^4 / b$$

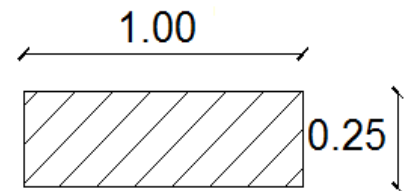


Figure (4-2): Section for two way slab

$$I_{slab} = \frac{5.3 \times 10^{-4}}{0.55} \times 9.28 = 89 \times 10^{-4} m^4$$

$$I_{b1} = \frac{1}{12} bh^3 = \frac{1}{12} * 0.5 * (0.40)^3 = 2.67 * 10^{-3}$$

$$I_{b2} = 5.33 * 10^{-3}$$

$$\alpha_1 = \frac{I_{b1}}{I_s} = \frac{2.67 \times 10^{-3}}{89 \times 10^{-4}} = 0.3$$

$$\alpha_2 = \frac{I_{b2}}{I_s} = \frac{5.33 \times 10^{-3}}{89 \times 10^{-4}} = 0.6$$

$$\alpha_m = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} = \frac{0.3 + 0.6}{2} = 0.45$$

$$0.2 < \alpha < 2 \implies 0.2 < 0.45 < 2$$

According to ACI-code:

$$h_m = \frac{\ln(0.8 + f_y/1500)}{36 + 5\beta(\alpha - 0.2)} \quad \text{ACI-318-02 (Eq: 9-1)}$$

$$\beta = \frac{L_a}{L_b} = \frac{8.23}{6.46} = 1.274$$

$$h_m = \frac{8.8(0.8 + 400/1500)}{36 + 5 * 1.274(0.45 - 0.2)} = 0.2497m = 25cm$$

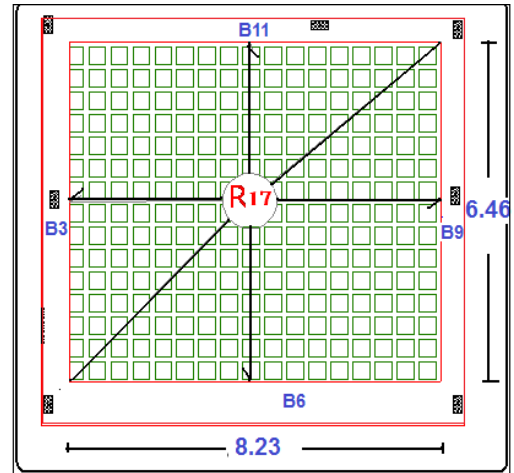


Figure (4-3): Plan for two way rib slab.

So the thickness of Two way rib slab = 25 cm.

4.5 Loads Calculations

1. Calculation of Dead Loads:

For the one-way and two-way ribbed slabs, the total dead load to be used in the analysis and design is calculated as follows:

1. Dead Loads for one way rib slab of structure.

Table (4-2): Dead Loads calculations for one way rib slab of structure.

No.	Dead Load from:	$\delta \times \gamma \times b$	KN/m/Rib
1	Tiles	$0.03 \times 23 \times 0.72 =$	0.4968
2	Mortar	$0.03 \times 22 \times 0.72 =$	0.4752
3	Coarse sand	$0.07 \times 17 \times 0.72 =$	0.8568
4	Topping	$0.08 \times 25 \times 0.72 =$	1.44
5	RC Rib	$0.32 \times 25 \times 0.12 =$	0.96
6	Block-Ytong	$0.32 \times 5 \times 0.60 =$	0.96
7	Plaster	$0.72 \times 0.03 \times 22 =$	0.4752
8	Interior partitions	$2.3 \times 0.72 =$	1.656
$\Sigma =$			7.32 KN/m

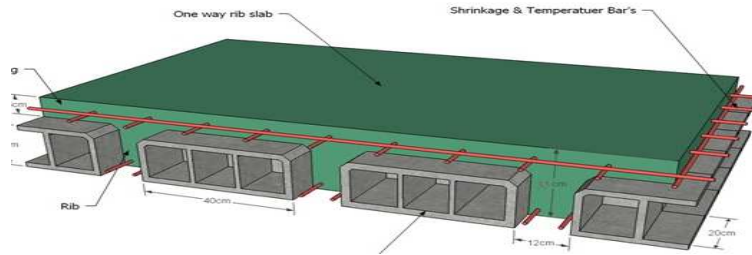


Figure (4-4): One way rib slab.

2. Dead Loads for two way rib slab of structure.

Table (4-3): Dead Loads calculations for two way rib slab of structure.

No.	Dead Load from:	$\delta \times \gamma \times b$	KN /Rib
1	Tiles	$0.03 \times 23 \times 0.52 \times 0.52 =$	0.1866
2	Mortar	$0.03 \times 22 \times 0.52 \times 0.52 =$	0.1785
3	Coarse sand	$0.07 \times 17 \times 0.52 \times 0.52 =$	0.322
4	Topping	$0.08 \times 25 \times 0.52 \times 0.52 =$	0.5408
5	RC Rib	$25 \times 0.17 \times 0.12 \times (0.52 + 0.4) =$	0.4692
6	Block-Ytong	$9 \times 0.17 \times 0.4 \times 0.4 =$	0.2448
8	Plaster	$22 \times 0.03 \times 0.52 \times 0.52 =$	0.1785
7	Interior partitions	$2.3 \times 0.52 \times 0.52 =$	0.622
$\Sigma =$			2.7424 KN

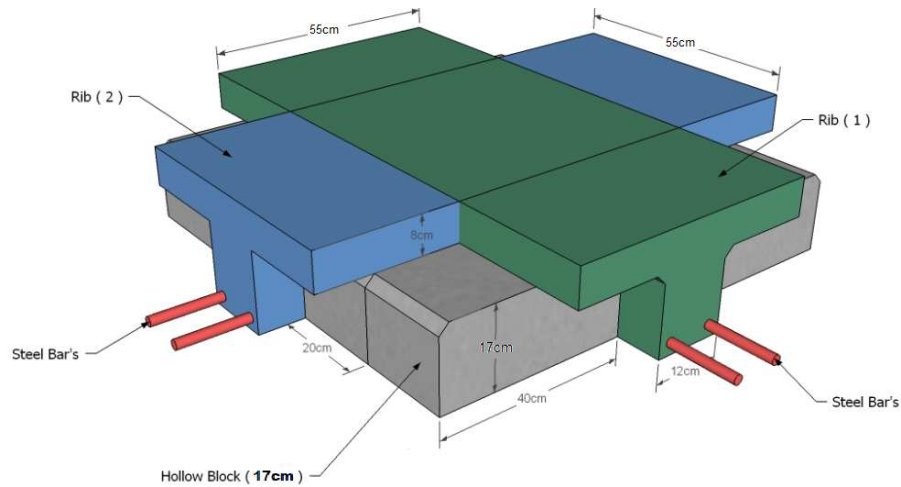


Figure (4-5): Two way rib slab.

2. Calculation of Live Loads:

From Jordanian live loads table, live load for school Buildings is

$$5 \text{ KN/m}^2.$$

→ Live Load/Rib = $LL/Rib = 5 \times 0.72 = 3.6 \text{ KN/m/rib}$ – for one way rib slab.

→ Live Load/Rib = $LL/Rib = 5 \text{ KN/m}^2$ – for two way rib slab

$$1. \quad W_u = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} = 1.2 \times 7.32 + 1.6 \times 3.6 = \frac{14.544}{0.72} = 20.2 \text{ KN/m}^2/\text{Rib} - \text{ for one way rib slab.}$$

$$2. \quad W_u = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} = 1.2 \times \frac{2.7424}{0.52 \times 0.52} + 1.6 \times 5 = 20.1704 \text{ KN/m}^2/\text{Rib} - \text{ for two way rib slab.}$$

Then the factored loads must multiply by **1.15** (Corrected Loads) to take in account the weights of columns and other extra loads.

$$1. W_u = 20.2 \times 1.15 = 23.23 \text{ KN.}$$

$$2. W_u = 20.1704 \times 1.15 = 23.2 \text{ KN.}$$

4.5.1 Calculation of Loads on Columns:

The Loads calculations on each column and wall in this project have been determined as follow:

1. Calculate the area above each column by Area Method (The area between the half-spans of columns and walls) as shown in the figure below.

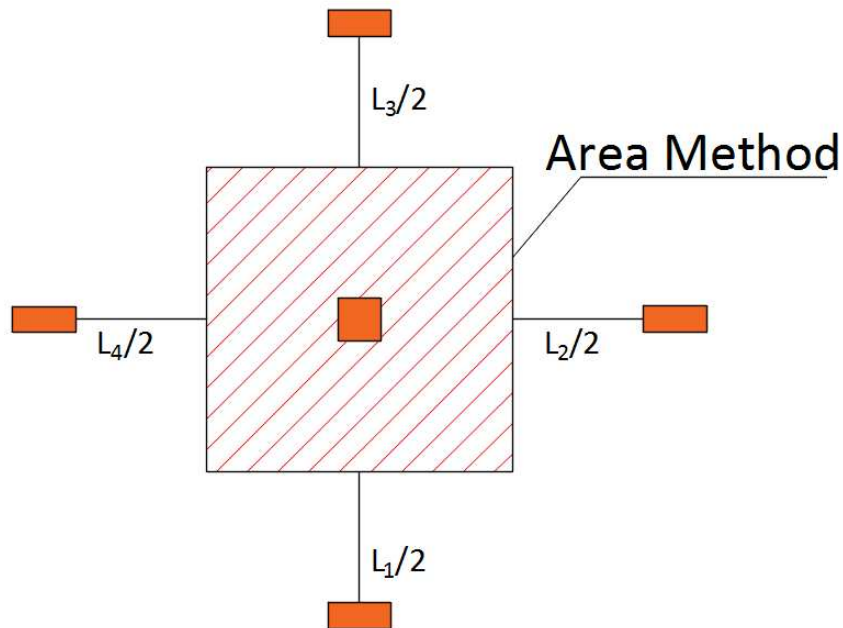


Figure (4-6): Area Method

The shown figure below show how the distribution of areas of the first floor of the structure.

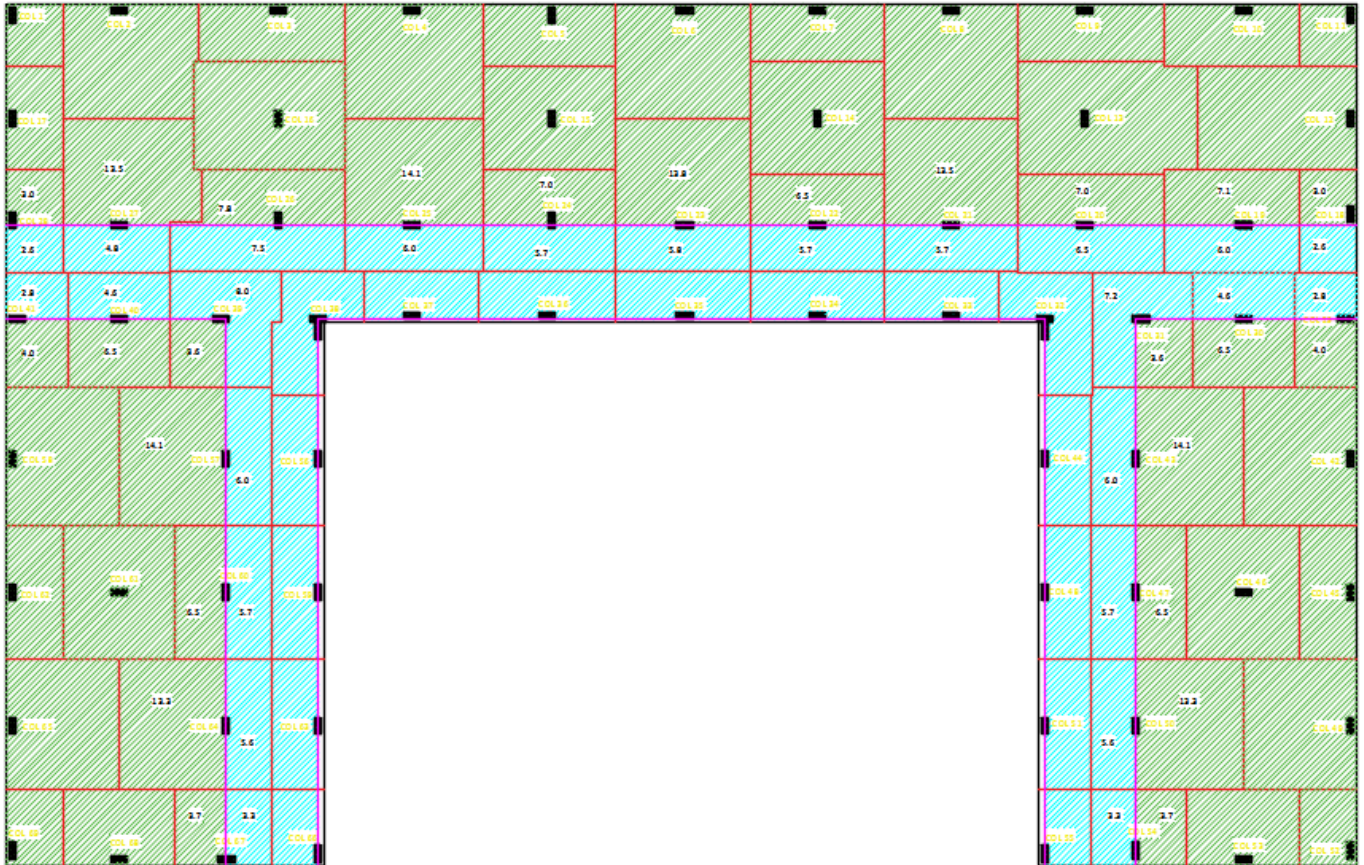
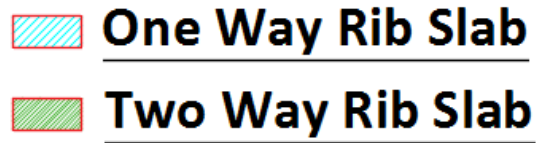


Figure (4-7): Distribution areas of floors for structure.

2. After the area above each column calculated for the different floors, then the loads on each column as in the following table.

Table (4-4): Loads on columns for two / one way rib slab of structure in KN.m.

# COL	Area	(Two Way Rib) Wu (KN/m ²)	# of Stories	Total Load (KN)
1	3.4	23.2	3	236.64
2	14.3	23.2	3	995.28
3	8	23.2	3	556.8
4	15	23.2	3	1044
5	7.8	23.2	3	542.88
6	14.6	23.2	3	1016.16
7	7.3	23.2	3	508.08
8	14.4	23.2	3	1002.24
9	7.9	23.2	3	549.84
10	8	23.2	3	556.8
11	3.4	23.2	3	236.64
12	15.4	23.2	3	1071.84
13	19	23.2	3	1322.4
14	14.1	23.2	3	981.36
15	12.8	23.2	3	890.88
16	15.4	23.2	3	1071.84
17	5.6	23.2	3	389.76
42	15	23.2	3	1044
45	7.3	23.2	3	508.08
46	14.2	23.2	3	988.32
49	14.1	23.2	3	981.36
52	4.1	23.2	3	285.36
53	8	23.2	3	556.8
58	15	23.2	3	1044
61	14.2	23.2	3	988.32
62	7.2	23.2	3	501.12
65	14.1	23.2	3	981.36
68	8	23.2	3	556.8
69	4.1	23.2	3	285.36
# COL	Area	(One Way Rib) Wu (KN/m ²)	# of Stories	Total Load (KN)
32	8.3	23.23	3	578.427
33	5.6	23.23	3	390.264
34	6.6	23.23	3	459.954
35	6.7	23.23	3	466.923
36	6.7	23.23	3	466.923

37	5.6	23.23	3	390.264
38	7.6	23.23	3	529.644
44	6.4	23.23	3	446.016
48	6.6	23.23	3	459.954
51	6.4	23.23	3	446.016
55	3.7	23.23	3	257.853
56	6.4	23.23	3	446.016
59	6.6	23.23	3	459.954
63	6.4	23.23	3	446.016
66	3.7	23.23	3	257.853

Table (4-5): Loads on columns for both two way & one way rib slab of structure in KN.m.

# COL	Area of Part 1	Area of Part 2	Wu of Part 1	Wu of Part 2	# of Stories	Load of Part 1 (KN)	Load of Part 2 (KN)	Total Loads
18	3	2.6	23.2	23.23	3	208.8	181.194	389.994
19	7.1	6	23.2	23.23	3	494.16	418.14	912.3
20	7	6.5	23.2	23.23	3	487.2	452.985	940.185
21	13.5	5.7	23.2	23.23	3	939.6	397.233	1336.833
22	6.5	5.7	23.2	23.23	3	452.4	397.233	849.633
23	13.8	5.8	23.2	23.23	3	960.48	404.202	1364.682
24	7	5.7	23.2	23.23	3	487.2	397.233	884.433
25	14.1	6	23.2	23.23	3	981.36	418.14	1399.5
26	7.8	7.5	23.2	23.23	3	542.88	522.675	1065.555
27	13.5	4.8	23.2	23.23	3	939.6	334.512	1274.112
28	3	2.6	23.2	23.23	3	208.8	181.194	389.994
29	4	2.8	23.2	23.23	3	278.4	195.132	473.532
30	6.5	4.6	23.2	23.23	3	452.4	320.574	772.974
31	3.6	7.2	23.2	23.23	3	250.56	501.768	752.328
39	3.6	8	23.2	23.23	3	250.56	557.52	808.08
40	6.5	4.6	23.2	23.23	3	452.4	320.574	772.974
41	4	2.8	23.2	23.23	3	278.4	195.132	473.532
43	14.1	6	23.2	23.23	3	981.36	418.14	1399.5
47	6.5	5.7	23.2	23.23	3	452.4	397.233	849.633
50	13.3	5.6	23.2	23.23	3	925.68	390.264	1315.944
54	3.7	3.3	23.2	23.23	3	257.52	229.977	487.497
57	14.1	6	23.2	23.23	3	981.36	418.14	1399.5
60	6.5	5.7	23.2	23.23	3	452.4	397.233	849.633

64	13.3	5.6	23.2	23.23	3	925.68	390.264	1315.944
67	3.7	3.3	23.2	23.23	3	257.52	229.977	487.497

And the following table shows the total loads in columns in KN

1. Factored Loads on each column

Table (4-6): Factored Loads on columns in KN.m.

# COL	Total Load (KN)	# COL	Total Load (KN)	# COL	Total Load (KN)
1	236.64	27	1274.112	53	556.8
2	995.28	28	389.994	54	487.497
3	556.8	29	473.532	55	257.853
4	1044	30	772.974	56	446.016
5	542.88	31	752.328	57	1399.5
6	1016.16	32	578.427	58	1044
7	508.08	33	390.264	59	459.954
8	1002.24	34	459.954	60	849.633
9	549.84	35	466.923	61	988.32
10	556.8	36	466.923	62	501.12
11	236.64	37	390.264	63	446.016
12	1071.84	38	529.644	64	1315.944
13	1322.4	39	808.08	65	981.36
14	981.36	40	772.974	66	257.853
15	890.88	41	473.532	67	487.497
16	1071.84	42	1044	68	556.8
17	389.76	43	1399.5	69	285.36
18	389.994	44	446		
19	912.3	45	508		
20	940.185	46	988.32		
21	1336.833	47	849.633		
22	849.633	48	459.954		
23	1364.682	49	981.36		
24	884.433	50	1315.944		
25	1399.5	51	446.016		
26	1065.555	52	285.36		

2. Service Loads on each column.

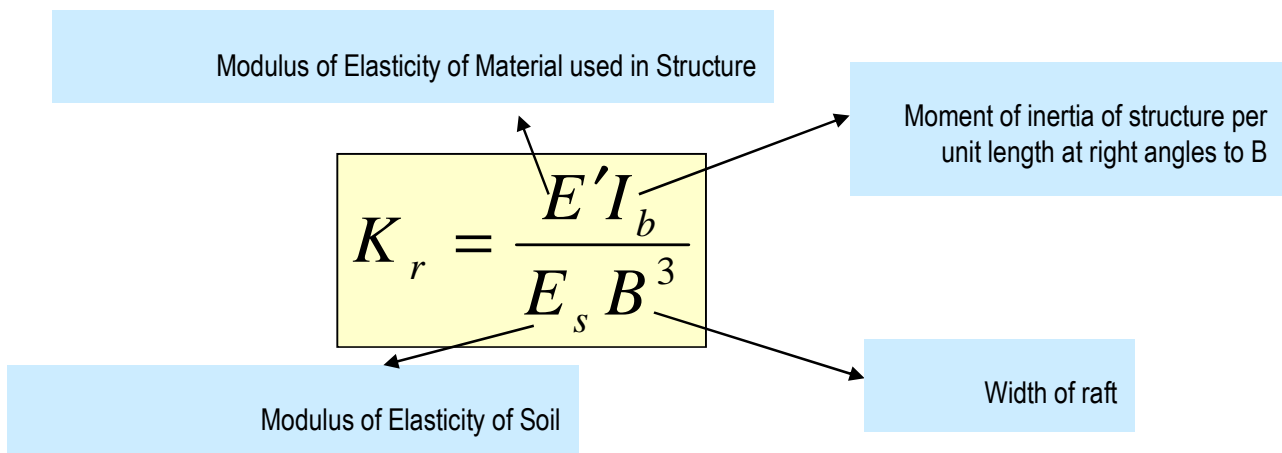
Table (4-7): Factored Loads on columns in KN.m.

# COL	Total Load (KN)	# COL	Total Load (KN)	# COL	Total Load (KN)
1	177.48	27	955.836	53	417.6
2	746.46	28	292.632	54	365.796
3	417.6	29	355.296	55	193.584
4	783	30	579.972	56	334.848
5	407.16	31	564.624	57	1049.94
6	762.12	32	434.256	58	783
7	381.06	33	292.992	59	345.312
8	751.68	34	345.312	60	637.524
9	412.38	35	350.544	61	741.24
10	417.6	36	350.544	62	375.84
11	177.48	37	292.992	63	334.848
12	803.88	38	397.632	64	987.252
13	991.8	39	606.48	65	736.02
14	736.02	40	579.972	66	193.584
15	668.16	41	355.296	67	365.796
16	803.88	42	783	68	417.6
17	292.32	43	1049.94	69	214.02
18	292.632	44	334.848		
19	684.54	45	381.06		
20	705.48	46	741.24		
21	1002.924	47	637.524		
22	637.524	48	345.312		
23	1023.816	49	736.02		
24	663.624	50	987.252		
25	1049.94	51	334.848		
26	799.56	52	214.02		

4.6 Design the Raft Foundation

4.6.1 Determine the Rigidity of the Raft Foundation:

The rigidity of the raft foundation (K_r) determined by the following equation:



If $K_r > 0.5$, then mat can be treated as rigid i.e. $(\delta_d / \delta) = 0$
 If $K_r = 0.5$, then $(\delta_d / \delta) \approx 0.1$
 If $K_r = 0$, then $(\delta_d / \delta) \approx 0.35$ (square mats) and $(\delta_d / \delta) \approx 0.5$ (long mats)

The rigidity of the raft foundation in this project calculated as the following:

Rigidity of Raft Foundation:

1. The moment of inertia of raft foundation as follow:

$$I_x = 223898.8 \text{ m}^2$$

$$I_y = 462152.7 \text{ m}^2 \quad \text{Control}$$

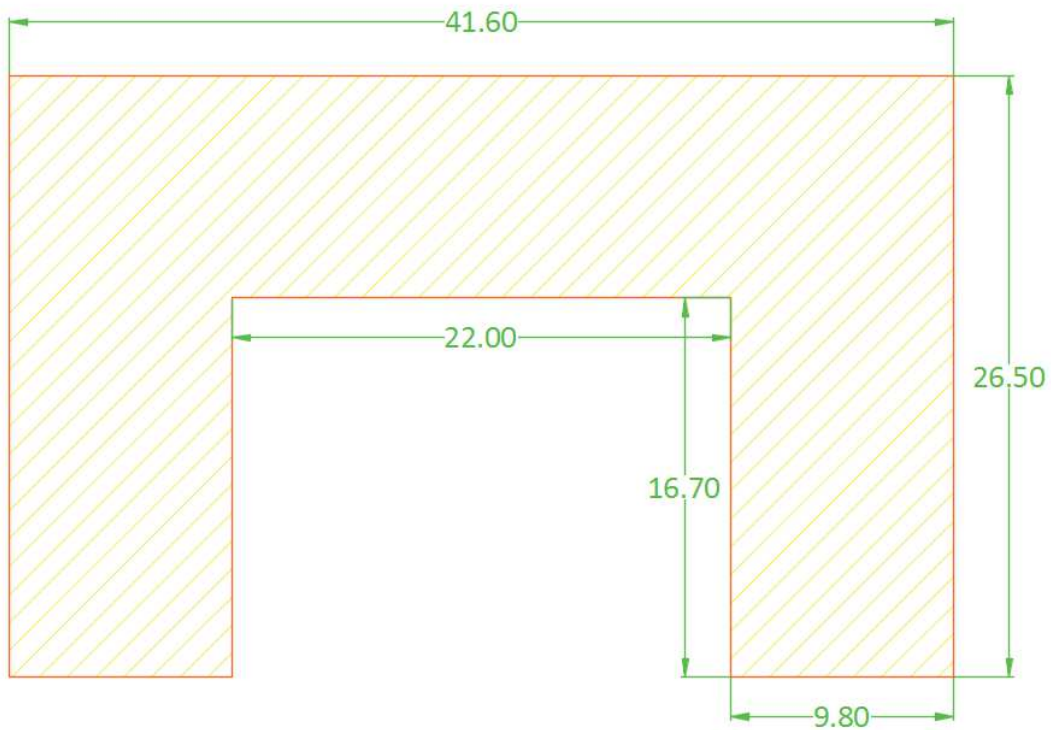


Figure (4-8): Mat Foundation

2. Calculated the rigidity of raft foundation by the rigidity equation.

$$K = \frac{I \times E_c}{E_s \times B^3}$$

$$E_c = 4700\sqrt{f_c'}$$

$$E_c = 4700\sqrt{30}$$

$$\gg E_c = 25743 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$$

Esoil(Medium Clay) = 20700 KN/m² Form the following table.

Table (4-8): Modulus of elasticity for different soils.

Type of soil	Modulus of elasticity, E_s		Poisson's ratio, μ_s
	lb/in ²	MN/m ²	
Loose sand	1,500–3,500	10.35–24.15	0.20–0.40
Medium dense sand	2,500–4,000	17.25–27.60	0.25–0.40
Dense sand	5,000–8,000	34.50–55.20	0.30–0.45
Silty sand	1,500–2,500	10.35–17.25	0.20–0.40
Sand and gravel	10,000–25,000	69.00–172.50	0.15–0.35
Soft clay	600–3,000	4.1–20.7	
Medium clay	3,000–6,000	20.7–41.4	0.20–0.50
Stiff clay	6,000–14,000	41.4–96.6	

$$K = \frac{462152.7 \times 25743 \times 10^3}{20700 \times 26.50^3} = 30.88 \times 10^3 > 0.5 \gg \gg \text{Rigid}$$

4.6.2 Design the Raft Foundation by using Programs:

The program that was used to design the Raft Foundation is *CSI SAFE V.12.0*.

CSI SAFE program used **finite element method** to design the Raft Foundations.

Thicknesses:

So Thickness of Mat **Foundation = 80 cm**

Reinforcement:

Basic Mesh Reinforcement **Ø22@20 cm** for top and bottom bars in x & y directions.

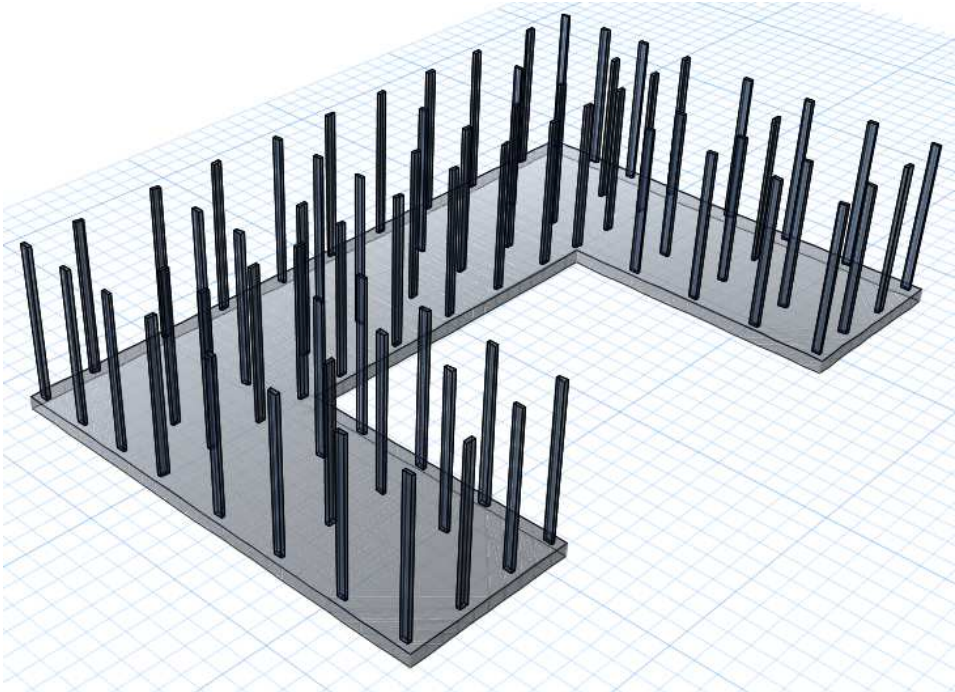


Figure (4-9): 3D – Mat Foundation

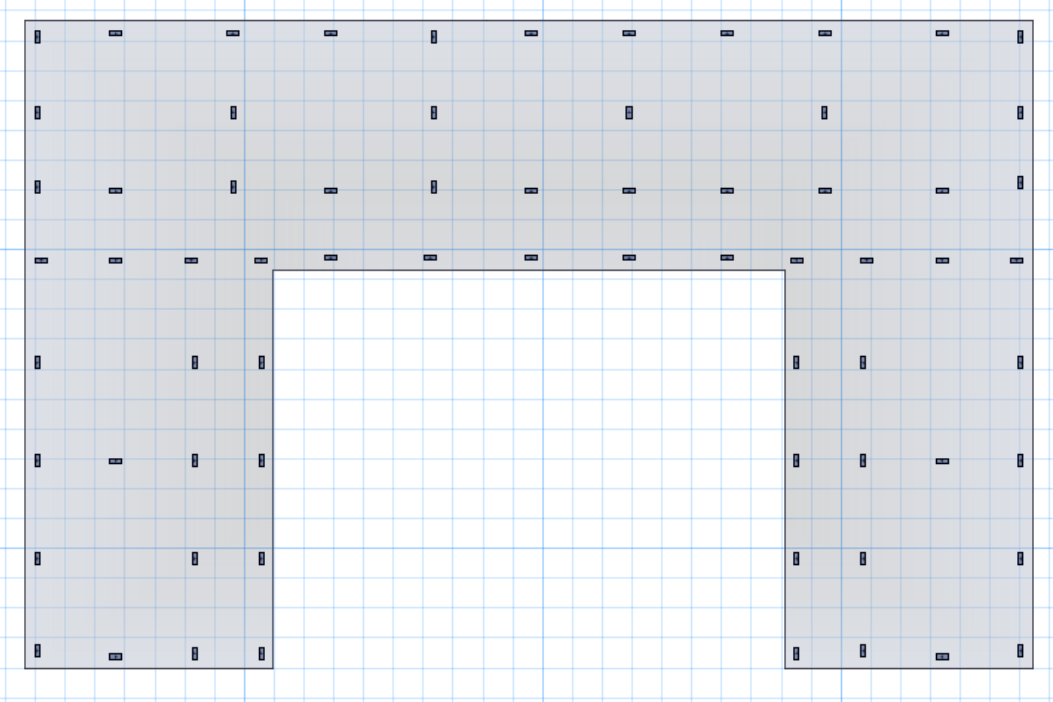


Figure (4-10): Plan – Mat Foundation

4.7 Design the Pile Foundation

4.7.1 Equations for Estimating Pile Capacity

The ultimate load-carrying capacity Q_u of a pile is given by the equation

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Where:

Q_p = load-carrying capacity of the pile point.

Q_s = frictional resistance (skin friction) derived from the soil-pile interface as shown in the figure below.

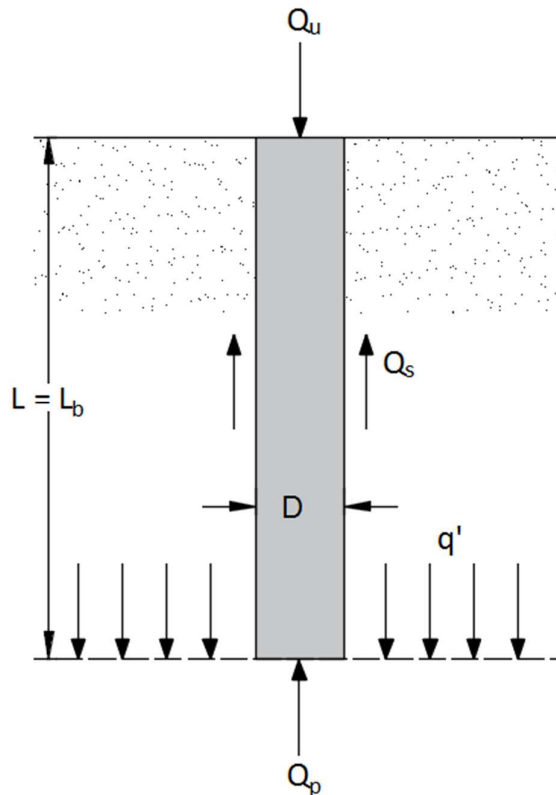


Figure (4-11): Ultimate load-carrying capacity of pile.

Where:

L = length of embedment.

L_b = length of embedment in bearing stratum.

1. Point bearing capacity, Q_p

The ultimate bearing capacity of pile may be written as

$$Q_p = A_p \times q_p = A_p (c' N_c^* + q' N_q^*)$$

Where:

A_p = Area of pile tip.

c' = Cohesion of soil supporting the pile tip.

q_p = Unit point resistance.

q' = Effective vertical stress at the level of the pile tip.

N_c^*, N_q^* = The bearing capacity factors.

2. Frictional resistance, Q_s

The frictional resistance, or skin resistance of a pile may be written as

$$Q_s = \sum p \Delta L f$$

Where:

p = Perimeter of the pile section.

ΔL = Incremental pile length over which p and f are taken to be constant.

f = Unit friction resistance at any depth z .

The various method for method estimating Q_p and Q_s are discussed and calculated in the next several sections.

3. Allowable Load, Q_{all}

After the total ultimate load-carrying capacity of a pile has been determined by summing the point bearing capacity and the frictional (or skin) resistance, a reasonable factor safety should be used to obtain the total allowable load for each pile, or

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{FS}$$

Where:

Q_{all} = Allowable load-carrying capacity for each pile.

FS = Factor of safety.

The factor of safety generally used ranges from **2.5 to 4**, depending on the uncertainties surrounding the calculation of ultimate load.

A. Fractional (Skin) Resistance in Clay

λ Method

Is based on the assumption that the displacement of soil caused by pile driving results in a passive lateral pressure at any depth and that the average unit skin resistance is

$$f_{av} = \lambda(\bar{\sigma}'_o + 2c_u)$$

Where:

$\bar{\sigma}'_o$ = Mean effective vertical for the embedment length.

$$\bar{\sigma}'_o = \frac{A_1 + A_2 + A_3 + \dots}{L}$$

A_1, A_2, A_3, \dots = Areas of the vertical effective stress diagram as shown in the figure below.

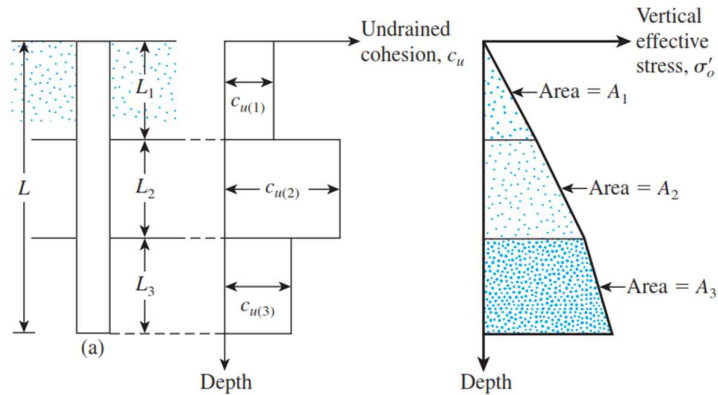


Figure (4-12): Application of a λ method in layered soil.

c_u = Mean untrained shear strength ($\phi = 0$).

The value of λ changes with the depth of penetration of the pile. Thus, the total frictional resistance may be calculated as

$$Q_s = pL f_{av}$$

Table (4-9): Variation of λ with pile embedment length, L

Embedment length, L (m)	λ
0	0.5
5	0.336
10	0.245
15	0.200
20	0.173
25	0.150
30	0.136
35	0.132
40	0.127
50	0.118
60	0.113
70	0.110
80	0.110
90	0.110

B. Fractional (Skin) Resistance in Sand

The frictional resistance calculated as

$$Q_s = \sum fp\Delta L$$

The unit frictional resistance, f , is hard to estimate. In making an estimation of f , several factors must be kept in mind:

1. The nature of the pile installation. For driven piles in sand, the vibration caused during pile driving helps densify the soil around the pile. The zone of sand densification may be as much as 2.5 times the pile diameter, in the sand surrounding the pile.
2. It has been observed that the nature of variation of f in the field is approximately as shown in Figure. The unit skin friction increases with depth more or less linearly to a depth of L' and remains constant thereafter. The magnitude of the critical depth L_r may be 15 to 20 pile diameters. A conservative estimate would be

$$L' \approx 15 D$$

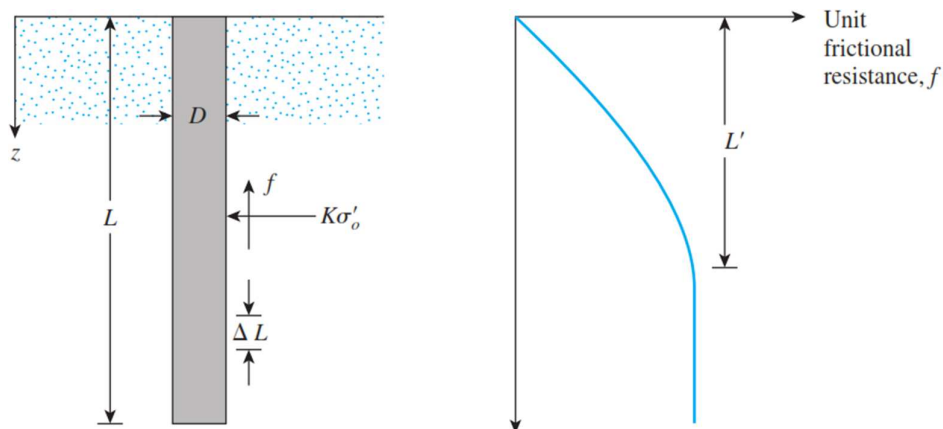


Figure (4-13): Unit frictional resistance for piles in sand

3. At similar depths, the unit skin friction in loose sand is higher for a high-displacement pile, compared with a low-displacement pile.
4. At similar depths, bored, or jetted, piles will have a lower unit skin friction compared with driven piles.

Taking into account the preceding factors, we can give the following approximate relationship for f :

For $z = 0$ to L'

$$f = K\sigma'_o \tan\delta'$$

And for $z = L'$ to L

$$f = f_{z=L'}$$

In these equations,

K = effective earth pressure coefficient

σ'_o = effective vertical stress at the depth under consideration

δ' = soil-pile friction angle

In reality, the magnitude of K varies with depth; it is approximately equal to the Rankine passive earth pressure coefficient, K_p , at the top of the pile and may be less than the at-rest pressure coefficient, K_o , at a greater depth. Based on presently available results, the following average values of K are recommended for use in equation.

The values of δ' from various investigations appear to be in the range from $0.5\phi'$ to $0.8\phi'$.

Based on load tests results in the field, Mansur and Hunter (1970) reported the following average values of K .

Table (4-10): Magnitude of K versus with pile type.

Pile type	K
Bored or jetted	$\approx K_o = 1 - \sin \phi'$
Low-displacement driven	$\approx K_o = 1 - \sin \phi'$ to $1.4K_o = 1.4(1 - \sin \phi')$
High-displacement driven	$\approx K_o = 1 - \sin \phi'$ to $1.8K_o = 1.8(1 - \sin \phi')$

H-pile.....K = 1.65

Steel pipe pile.....K = 1.26

Precast concrete pile.....K = 1.5

Coyle and Castello (1981) method. Proposed that

$$Q_s = f_{av} pL = (K \bar{\sigma}'_o \tan \delta') pL$$

Where

$\bar{\sigma}'_o$ = average effective overburden pressure

δ' = soil–pile friction angle = $0.8\phi'$

The lateral earth pressure coefficient K , which was determined from field observations, is shown in the figure below. Thus, if that figure is used.

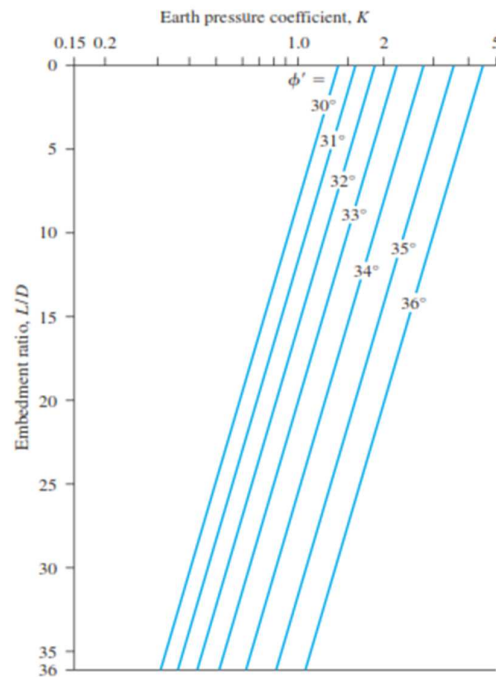


Figure (4-14): Variation of K with L/D (Redrawn after Coyle and Castello, 1981)

$$Q_s = K\bar{\sigma}'_o \tan(0.8\phi') pL$$

4. Meyerhof's Method for estimating Q_p - Sand

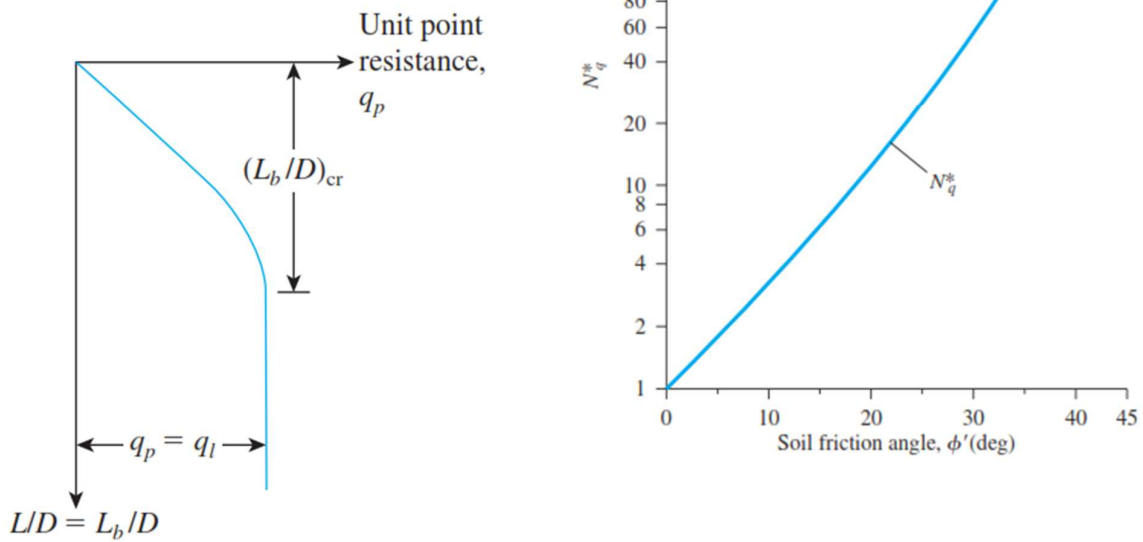
The point bearing capacity, q_p , of a pile in sand generally increases with the depth of embedment in the bearing stratum and reaches a maximum value at an embedment ratio of $L_b/D = (L_b/D)_{cr}$. Note that in a homogenous soil L_b is equal to the actual embedment length of the pile, L . However where a pile has penetrated into a bearing stratum, $L_b < L$. Beyond the critical embedment ratio, $(L_b/D)_{cr}$, the value of q_p remains constant ($q_p = q_L$). That is, as shown in figure for the case of a homogenous soil, $L = L_b$. For piles in sand, $c' = 0$.

$$Q_p = A_p q_p = A_p q' N_q^*$$

The variation of N_q^* with soil friction angle ϕ' is shown in figure. The interpolated values of N_q^* for various friction angles are also given in table. However, Q_p should not exceed the limiting value $A_p q_l$; that is.

$$Q_p = A_p q_p = A_p q' N_q^* \leq A_p q_l$$

Figure(4-15): Variation of the maximum values of N_q^* with soil friction angle ϕ' (From Meyerhof, G. G. (1976). "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations," Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 102, No. GT3, pp. 197–228. With permission from ASCE).



Figure(4-16) : Nature of variation of unit point resistance in a homogenous sand

Table (4-11):
Interpolated values of N_q^* based on Meyerhof's theory

Soil friction angle, ϕ (deg)	N_q^*
20	12.4
21	13.8
22	15.5
23	17.9
24	21.4
25	26.0
26	29.5
27	34.0
28	39.7
29	46.5
30	56.7
31	68.2
32	81.0
33	96.0
34	115.0
35	143.0
36	168.0
37	194.0
38	231.0
39	276.0
40	346.0
41	420.0
42	525.0
43	650.0
44	780.0
45	930.0

The limiting point resistance is

$$q_l = 0.5p_a N_q^* \tan \phi'$$

Where

p_a = atmospheric pressure (= 100 kN/m²).

ϕ' = effective soil friction angle of the bearing stratum.

The following table shows the conducted lab tests on representative samples obtained from the drilled boreholes:

Table (4-12): Conducted lab tests on representative samples obtained from the drilled boreholes.

BH NO.	Depth	Group	W.C	L.L	P.L	P.I	% Gravel	% Sand	% Fines	S.G g/cm ²	UCS Kg/cm ²	Φ ⁰	C Kg/cm ²	Classification & Color
BH 1	0-1.2	1	4.5	27.2	20.2	7.0	6.0	44.4	49.6	2.609	1.71	31	0.29	Sandy Clay with some Gravel YR 7.5(Brown (4/4
	1.2-2.4		7.8											
	2.4-4	2	13.6	55.0	31.5	23.5	0.0	6.9	93.1	2.552	2.77	13.70	0.71	Silt with some Sand (Dark YR 7.5Brown (3/4
	4-6		17.6											
	6-16		17.0											
BH 2	0-1.2	1	8.5	27.2	20.2	7.0	6.0	44.4	49.6	2.609	1.71	31	0.29	Sandy Clay with some Gravel YR 7.5(Brown (4/4
	1.2-2.4		15.0											
	2.4-4	2	18.5	55.0	31.5	23.5	0.0	6.9	93.1	2.552	2.77	13.70	0.71	Silt with some Sand (Dark YR 7.5Brown (3/4
	4-6		14.5											
	6-16		14.4											

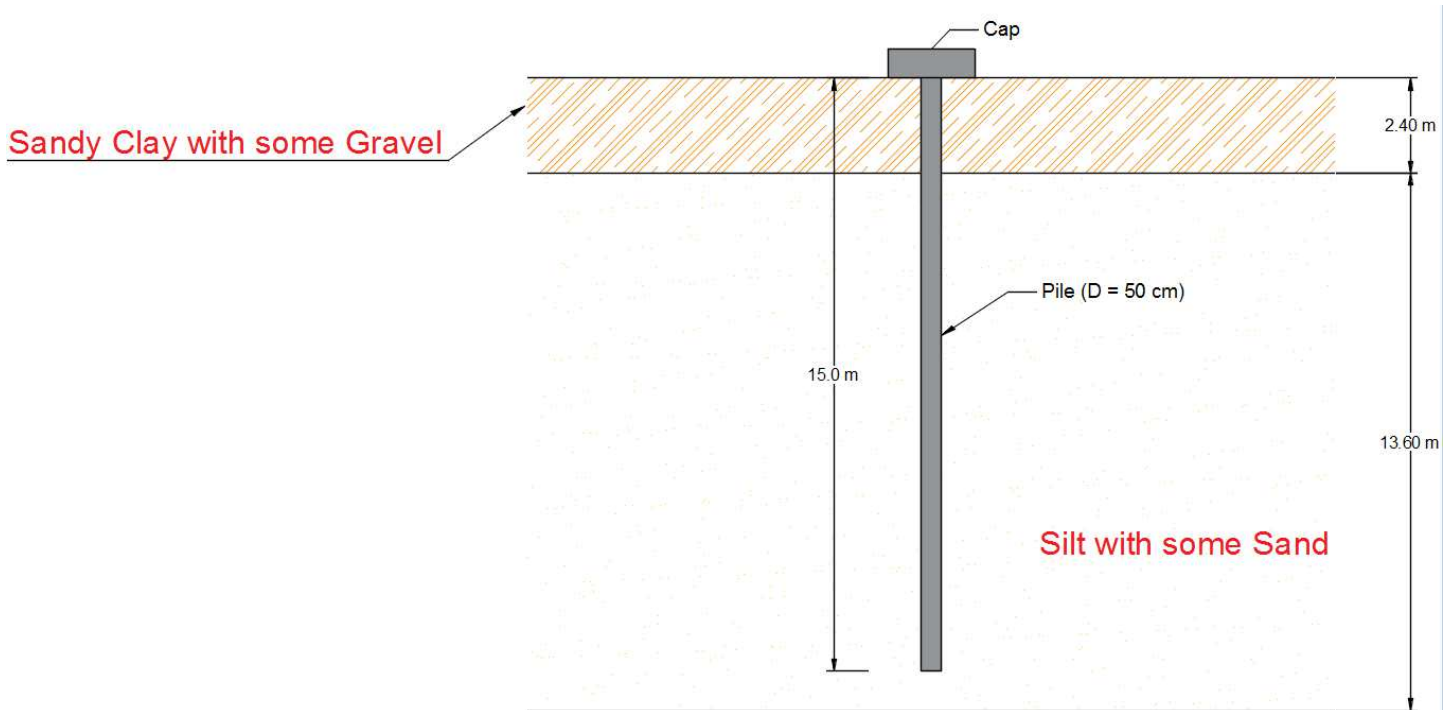


Figure (4-17): layered soil and the pile foundation

Calculation:

Length of pile = 15 m, Diameter of pile = 50 mm.

Using table above to determine the pile capacity.

$$\gamma \text{ for clay} = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma \text{ for sand} = 17 \text{ KN/m}^3$$

Equations for Estimating Pile Capacity

The ultimate load-carrying capacity Q_u of a pile is given by the equation

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

1. Frictional resistance in clay, Q_s

$$Q_s = \sum p \Delta L f$$

a. λ Method

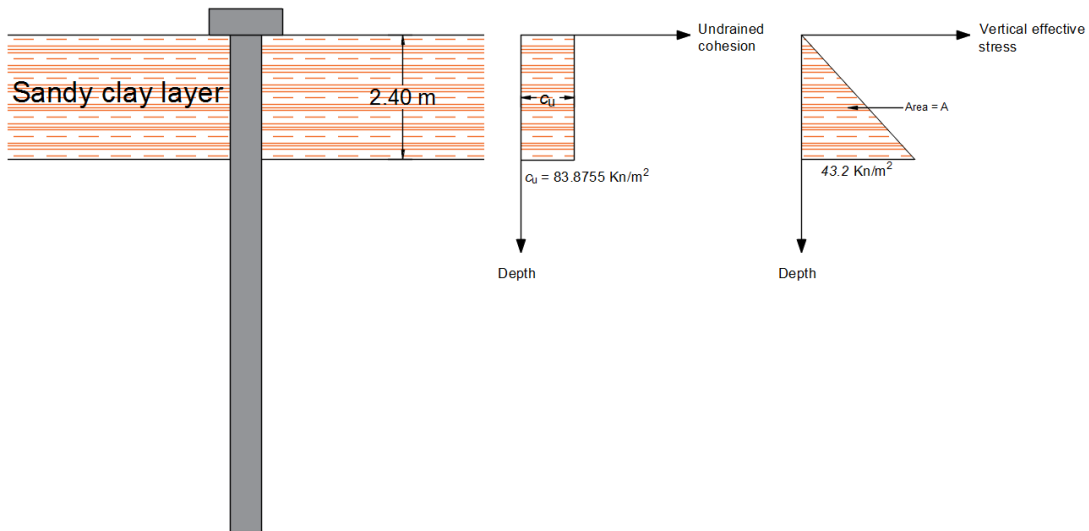


Figure (4-18): Application of a λ method in layered soil.

$$c_u = \frac{q_u}{2} = \frac{167.751}{2} = 83.8755 \text{ kN/m}^2$$

$$\bar{\sigma}'_o = \frac{A}{L} = \frac{51.84}{2.4} = 21.60 \text{ kN/m}^2$$

From table make interpolation $\rightarrow \lambda = 0.42128$

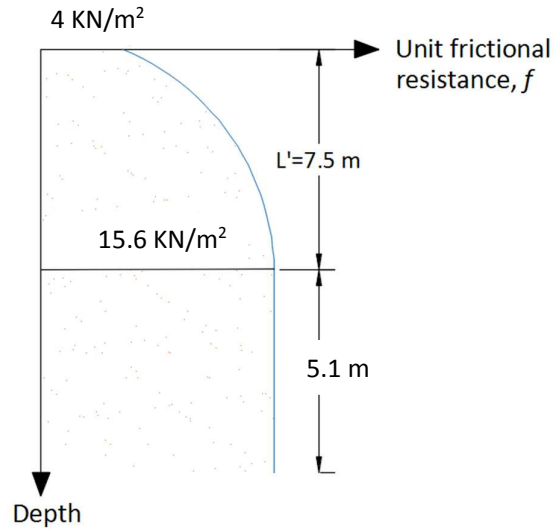
$$f_{av} = \lambda(\bar{\sigma}'_o + 2c_u) = 0.42128(21.6 + 2 \times 83.8755) = 79.8 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_s = 79.8 \times \pi \times 0.5 \times 2.4 = \mathbf{301 \text{ kN}}$$

2. Frictional (skin) resistance in silt with some sand (sand).

Thickness of sand layer, $L = 13.6 \text{ m}$

1. $L' = 15D = 15 \times 0.5 = 7.5 \text{ m}$



$$f = K\sigma'_o \tan\delta'$$

$K = 1 - \sin\phi'$ Bored or jetted piles From table.

$$K = 1 - \sin 13.70^\circ = 0.763$$

$$\delta' = 0.5\phi' = 0.5 \times 13.70^\circ = 6.85$$

$$\text{At } z = 0 \text{ m: } \sigma'_o = 2.4 \times 18 = 43.2 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{So } f = 0.763 \times 43.2 \times \tan 6.85^\circ = 4 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{At } z = 7.5 \text{ m: } \sigma'_o = (2.4 \times 18) + (7.5 \times 17) = 170.7 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{So } f = 0.763 \times 170.7 \times \tan 6.85^\circ = 15.6 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_s = \frac{(f_{z=0} + f_{z=7.5})}{2} pL' + f_{z=7.5} p(L - L')$$

$$Q_s = \left[\frac{(4 + 15.6)}{2} \times (\pi \times 0.5 \times 7.5) \right] + [15.6 \times \pi \times 0.5 \times (12.6 - 7.5)]$$

$$= 240.4 \text{ KN}$$

2. Coyle and Castello (1981) method.

$$Q_s = K \bar{\sigma}'_o \tan(0.8\phi') pL$$

$$\bar{\sigma}'_o = (2.4 \times 18) + \left(\frac{12.6 \times 17}{2} \right) = 150.3 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_s = 0.763 \times 150.3 \times \tan(0.8 \times 13.70^\circ) \times \pi \times 0.5 \times 12.6 = 440 \text{ KN}$$

$$Q_{s, \text{Average for sand layer}} = \frac{240.4 + 440}{2} = 340.2 \text{ KN}$$

3. Meyerhof's Method for estimating Q_p .

$$Q_p = A_p q_p = A_p q'_l N_q^* \leq A_p q_l$$

$$Q_p = \pi \times \frac{0.5^2}{4} \times (18 \times 2.4 + 17 \times 7.6) \times 5 = 169.25 \text{ KN}$$

$$A_p q_l = A_p \times 0.5 p_a N_q^* \tan \phi' = \pi \times \frac{0.5^2}{4} \times 0.5 \times 100 \times 5 \times \tan 13.7$$

$$= 12 \text{ KN} - \text{control}$$

$$Q_{\text{total for all soil layers}} = Q_u = Q_p + \sum Q_s = 340.2 + (12 + 301)$$

$$= 653.2 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{allowable}} = \frac{Q_u}{F.S} = \frac{653.2}{2.5} = 261.2 \text{ KN}$$

Calculation of Z_c

Length of Z_c calculate when the clay layer exist just.

C for sandy clay layer (clay layer) = $0.29 \text{ Kg/cm}^2 = 28.45 \text{ Kn/m}^2$

$$\phi' = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3} \tan\phi\right) = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3} \tan 31\right) = 21.8$$

$$K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \frac{1 - \sin 21.8^\circ}{1 + \sin 21.8^\circ} = 0.458$$

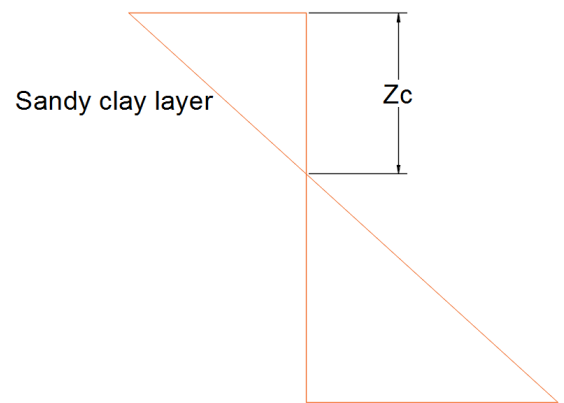
$$Z_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} = \frac{2 \times 28.45}{18 \times \sqrt{0.458}} = 4.67 \text{ m}$$

$Z_c = 4.67$ is big value.

So take $K_a = 1$

$$Z_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} = \frac{2 \times 28.45}{18 \times \sqrt{1}} = 3.16 \text{ m}$$

So take $Z_c = 3 \text{ m}$.



The following tables show the pile capacity and its properties (D, L and number of piles).

The columns loads in the table are service loads.

Table (4-13): Pile capacity and its properties.

#Col	Service Load on Column (KN)	Length of Pile (m)	Zc	Total Length	Diameter of Pile (cm)	Pile Capacity (KN)	# of Piles	Final #
1	177.48	10	3	13	50	229	0.775022	1
2	746.46	10	3	13	50	229	3.259651	4
3	417.6	10	3	13	60	278.2	1.501078	2
4	783	12	3	15	50	261.2	2.997703	3
5	407.16	10	3	13	60	278.2	1.463551	2
6	762.12	12	3	15	60	318.5	2.392841	3
7	381.06	10	3	13	60	278.2	1.369734	2
8	751.68	12	3	15	60	318.5	2.360063	3
9	412.38	10	3	13	60	278.2	1.482315	2
10	417.6	10	3	13	60	278.2	1.501078	2
11	177.48	10	3	13	50	229	0.775022	1
12	803.88	10	3	13	60	278.2	2.889576	3
13	991.8	12	3	15	60	318.5	3.113972	4
14	736.02	10	3	13	50	229	3.214061	4
15	668.16	10	3	13	60	278.2	2.401725	3
16	803.88	10	3	13	60	278.2	2.889576	3
17	292.32	10	3	13	50	229	1.276507	2
18	292.632	10	3	13	50	229	1.277869	2
19	684.54	12	3	15	60	318.5	2.149262	3
20	705.48	12	3	15	60	318.5	2.215008	3
21	1002.924	12	3	15	60	318.5	3.148898	4
22	637.524	10	3	13	60	278.2	2.291603	3
23	1023.816	12	3	15	60	318.5	3.214493	4
24	663.624	10	3	13	60	278.2	2.385421	3
25	1049.94	10	3	13	60	278.2	3.774047	4
26	799.56	12	3	15	50	261.2	3.061103	4
27	955.836	12	3	15	60	318.5	3.001055	3
28	292.632	10	3	13	50	229	1.277869	2
29	355.296	10	3	13	50	229	1.551511	2
30	579.972	10	3	13	60	278.2	2.08473	3
31	564.624	10	3	13	60	278.2	2.029561	3
32	434.256	10	3	13	60	278.2	1.560949	2
33	292.992	10	3	13	50	229	1.279441	2
34	345.312	10	3	13	50	229	1.507913	2
35	350.544	10	3	13	50	229	1.53076	2
36	350.544	10	3	13	50	229	1.53076	2

37	292.992	10	3	13	50	229	1.279441	2
38	397.632	10	3	13	60	278.2	1.429303	2
39	606.48	10	3	13	60	278.2	2.180014	3
40	579.972	10	3	13	60	278.2	2.08473	3
41	355.296	10	3	13	50	229	1.551511	2
42	783	12	3	15	50	261.2	2.997703	3
43	1049.94	10	3	13	60	278.2	3.774047	4
44	334.848	10	3	13	50	229	1.462218	2
45	381.06	10	3	13	60	278.2	1.369734	2
46	741.24	10	3	13	50	229	3.236856	4
47	637.524	10	3	13	60	278.2	2.291603	3
48	345.312	10	3	13	50	229	1.507913	2
49	736.02	10	3	13	50	229	3.214061	4
50	987.252	12	3	15	60	318.5	3.099692	4
51	334.848	10	3	13	50	229	1.462218	2
52	214.02	10	3	13	60	278.2	0.769303	1
53	417.6	10	3	13	60	278.2	1.501078	2
54	365.796	10	3	13	50	229	1.597362	2
55	193.584	10	3	13	60	278.2	0.695845	1
56	334.848	10	3	13	50	229	1.462218	2
57	1049.94	10	3	13	60	278.2	3.774047	4
58	783	12	3	15	50	261.2	2.997703	3
59	345.312	10	3	13	50	229	1.507913	2
60	637.524	10	3	13	60	278.2	2.291603	3
61	741.24	10	3	13	50	229	3.236856	4
62	375.84	10	3	13	50	229	1.641223	2
63	334.848	10	3	13	50	229	1.462218	2
64	987.252	12	3	15	60	318.5	3.099692	4
65	736.02	10	3	13	50	229	3.214061	4
66	193.584	10	3	13	60	278.2	0.695845	1
67	365.796	10	3	13	50	229	1.597362	2
68	417.6	10	3	13	60	278.2	1.501078	2
69	214.02	10	3	13	60	278.2	0.769303	1

4.7.2 Pile design

4.7.2.1 Spacing between piles

In most cases, piles are used in groups, as shown in the figure below, to transmit the structural load to the soil. A *pile cap* is constructed over group piles. The cap can be in contact with the ground, as in most cases, or well above the ground, as in the case of offshore platforms.

When the piles are placed close to each other, a reasonable assumption is that the stresses transmitted by the piles to the soil will overlap, reducing the load-bearing capacity of the piles. Ideally, the piles in a group should be spaced so that the load-bearing capacity of the group is not less than the sum of the bearing capacity of the individual piles. In practice, the minimum center to center pile spacing, d , is $2.5D$ and, in ordinary situations, is actually about 2.5 to $3D$.

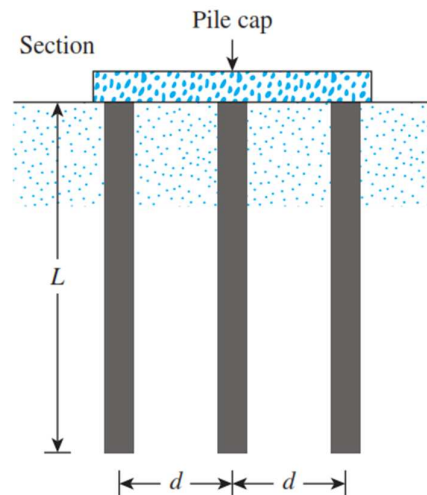


Figure (4-19): Group piles.

Stresses transmitted by the piles to the soil will overlap

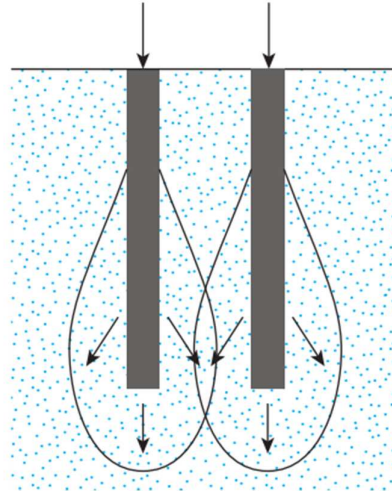


Figure (4-20): Overlap stresses of the piles.

So spacing between piles = $d = 2.5 \times D$

If $D = 600$ mm, then $d = 1500$ mm.

If $D = 500$ mm, then $d = 1250$ mm.

Calculations of pile design:

Using the geotechnical solution – from piles table above.

No. of piles = 1 pile ($D = 50$ cm)

Column No.1& No. 11

$P_u = 236.64$ KN

Load factored on pile = 236.64 KN

$\phi P_{n,max} = \phi 0.85 [0.85 f'_c (A_g - A_s) + A_{st} f_y]$ – For spirally reinforced columns.

$$236.64 \times 10^3 = 0.75 \times 0.85 [0.85 \times 30(196349.54 - A_s) + A_{st}420]$$

→ $A_s < A_{s \text{ min}}$

$$0.01 < \delta = \frac{A_s}{A_g} < 0.08$$

So use $\delta = 0.01$

$$A_s = \delta \times A_g = 0.01 \times 196349.54 = 1963.5 \text{ mm}^2$$

Use $\emptyset 16 \rightarrow 10\emptyset 16$

$$\text{Spacing between bars} = \frac{\pi \times 334 - 10 \times 16}{10} = 89 > 75 \quad OK$$

Design of spiral reinforcement:

Use spiral $\emptyset 14$ with $a_s = 153.94 \text{ mm}^2$

$$D_{ch} = D - 2cover = 500 - 2 \times 75 = 350 \text{ mm}$$

$$A_g = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \times 500^2}{4} = 196349.54 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = \frac{\pi D_{ch}^2}{4} = \frac{\pi \times 350^2}{4} = 96211.275 \text{ mm}^2$$

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0.45 \left(\frac{196349.54}{96211.275} - 1 \right) \frac{30}{420} = 0.03345$$

$$\rho_s = \frac{4a_s(D_{ch} - d_s)}{sD_{ch}^2}$$

$$0.03345 = \frac{4 \times 153.94(350 - 14)}{s \times 350^2}$$

→ $s = 50.5 \text{ mm}$

Take $s = 50 \text{ mm}$.

Check for code requirements:

1. Clear spacing between longitudinal bars:

Clear space = 89 mm.

2. Gross reinforcement ratio:

$$\rho_g = 0.01$$

3. Number of bars: $10 > 6$ – for circular members enclosed by spirals *OK*

4. Spiral diameter: $\emptyset 14 > \emptyset 10$ *OK*

5. Clear spacing for one loop: clear spacing = $s - d_s = 50 - 14 = 36 \text{ mm}$

$$25 < 36 \text{ mm} < 75 \quad \text{OK}$$

No. of piles = 4 pile (D = 60 cm)

Column No.12, No.13, No.16, No.21, No.23, No.25, No.27, No.43 No.50, No.57 & No.64

Pu = 1400 KN

$$\text{Load factored on each pile} = \frac{1400}{4} = 350 \text{ KN}$$

$\phi P_{n,max} = \phi 0.85 [0.85 f'_c (A_g - A_s) + A_{st} f_y]$ – For spirally reinforced columns.

$$350 \times 10^3 = 0.75 \times 0.85 [0.85 \times 30 (282743.34 - A_s) + A_{st} 420]$$

→ $A_s < A_{s \text{ min}}$

$$0.01 < \delta = \frac{A_s}{A_g} < 0.08$$

So use $\delta = 0.01$

$$A_s = \delta \times A_g = 0.01 \times 282743.34 = 2827.43 \text{ mm}^2$$

Use $\phi 20 \rightarrow 9\phi 20$

$$\text{Spacing between bars} = \frac{\pi \times 430 - 9 \times 20}{9} = 130 > 75 \quad OK$$

Design of spiral reinforcement:

Use spiral $\phi 14$ with $a_s = 153.94 \text{ mm}^2$

$$D_{ch} = D - 2cover = 600 - 2 \times 75 = 450 \text{ mm}$$

$$A_g = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \times 600^2}{4} = 282743.34 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = \frac{\pi D_{ch}^2}{4} = \frac{\pi \times 450^2}{4} = 159043.13 \text{ mm}^2$$

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0.45 \left(\frac{282743.34}{159043.13} - 1 \right) \frac{30}{420} = 0.025$$

$$\rho_s = \frac{4a_s(D_{ch} - d_s)}{sD_{ch}^2}$$

$$0.025 = \frac{4 \times 153.94(450 - 14)}{s \times 450^2}$$

$$\rightarrow s = 53 \text{ mm}$$

Take $s = 50 \text{ mm}$.

Check for code requirements:

1. Clear spacing between longitudinal bars:

Clear space = 130 mm.

2. Gross reinforcement ratio:

$$\rho_g = 0.01$$

3. Number of bars: $9 > 6$ – for circular members enclosed by spirals *OK*

4. Spiral diameter: $\emptyset 14 > \emptyset 10$ *OK*

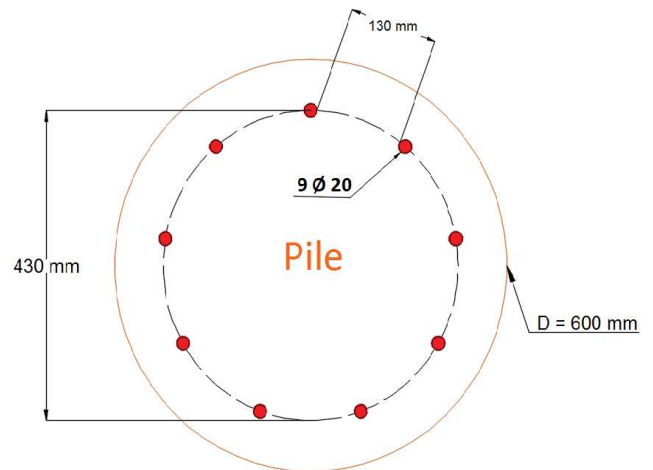


Figure (4-21): Longitudinal bars in the pile and the clear spacing between them.

5. Clear spacing for one loop: clear spacing = $s - d_s = 50 - 14 = 36 \text{ mm}$

$$25 < 36 \text{ mm} < 75 \quad \text{OK}$$

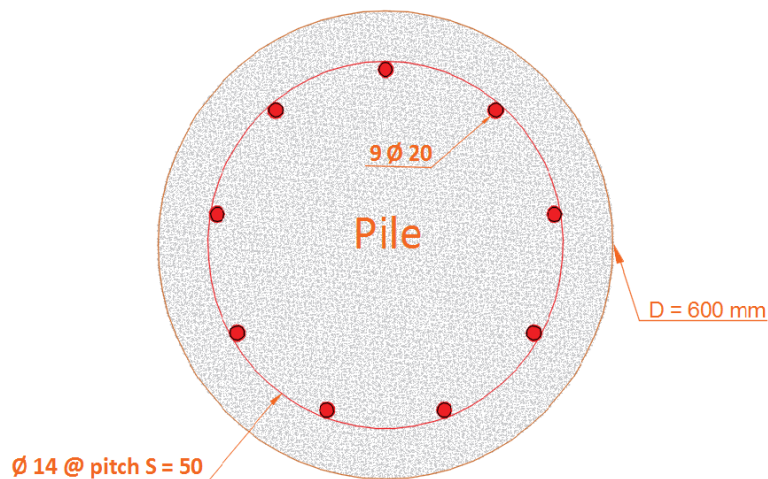


Figure (4-22): Spiral reinforcement in the pile and clear spacing between them.

4.7.2.2 The Horizontal dynamic force that exert on pile

Horizontal dynamic force = Take 10% of factored load of the column, P_u and assume that exert on $\frac{L}{3}$ of the pile. Design the pile as the beam and get the reinforcement, so we use **BEAMD** program to design it.

Pile diameter = **600 mm**

We chose the section that equivalent the pile (**D=600 mm**) in area, so we choose rectangular section **600×500 mm**.

Vertical factored load, $P_u = 1400$ KN

Horizontal dynamic force – $H_u = 10\% P_u = 0.1 \times 1400 = 140$ KN that exert on $\frac{L}{3} = \frac{15}{3} = 5$ m , as shown in the figure below.

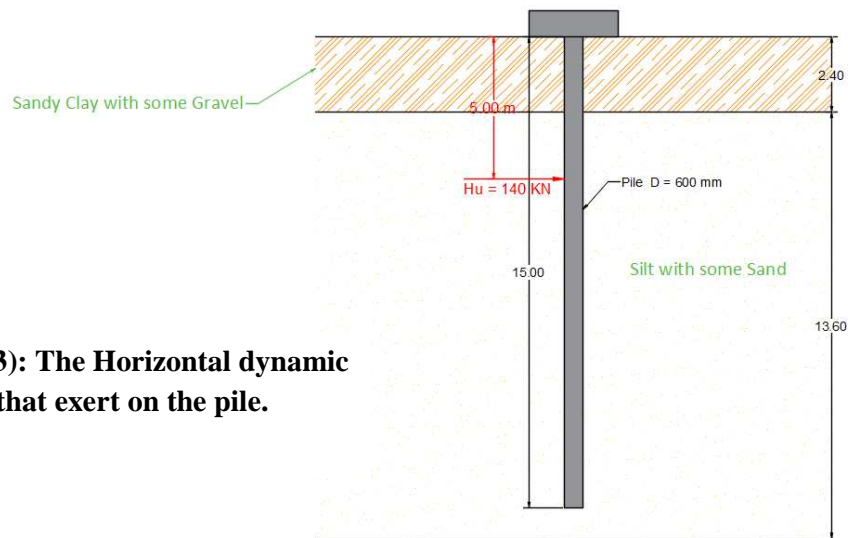


Figure (4-23): The Horizontal dynamic force that exert on the pile.

From BEAMD program we get the reinforcement required for the beam (equivalent the pile in area) = 450 mm^2

$$A_s = 4608 \text{ mm}^2 > 450 \text{ mm}^2$$

So the pile reinforcement enough (cover the beam reinforcement when the horizontal dynamic force exert on the pile).

4.7.2.3 Check for punching – two way shear

Column No.12, No.13, No.16, No.21, No.23, No.25, No.27, No.43 No.50, No.57 & No.64

Maximum factored loads = 1400 KN

Diameter of the pile = 600 mm.

Number of piles = 4

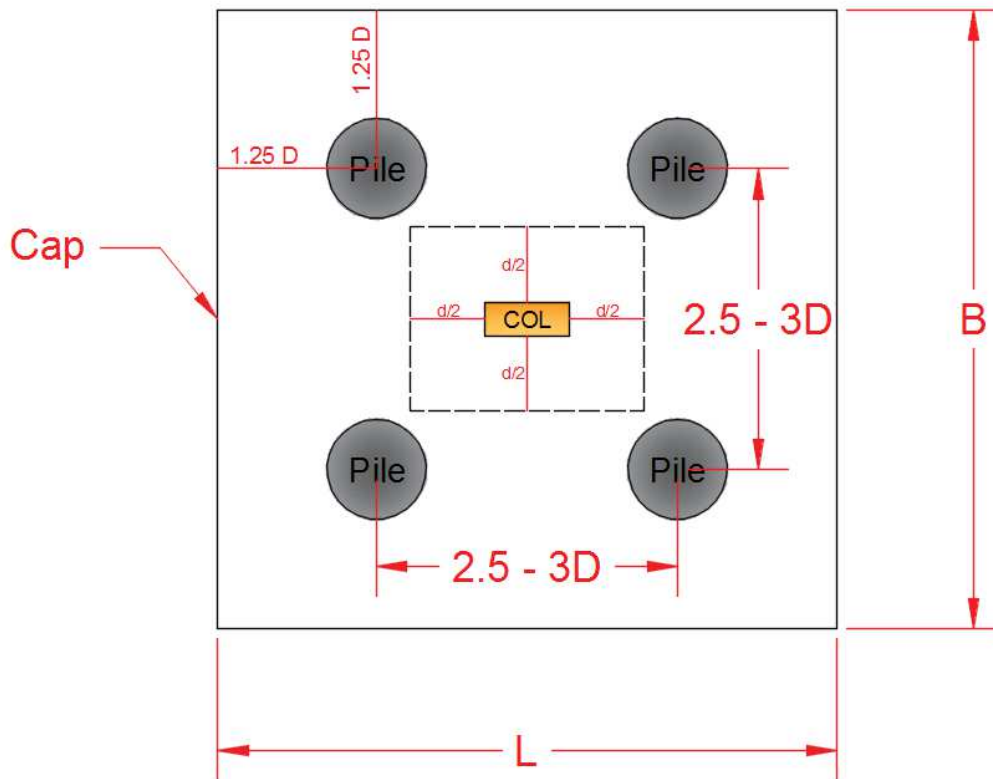


Figure (4-24): Distribution of piles and dimension of cap

Factored load = 1400 KN

Take $h = 80$ cm.

$d = 800 - 75 - 22 = 703$ mm

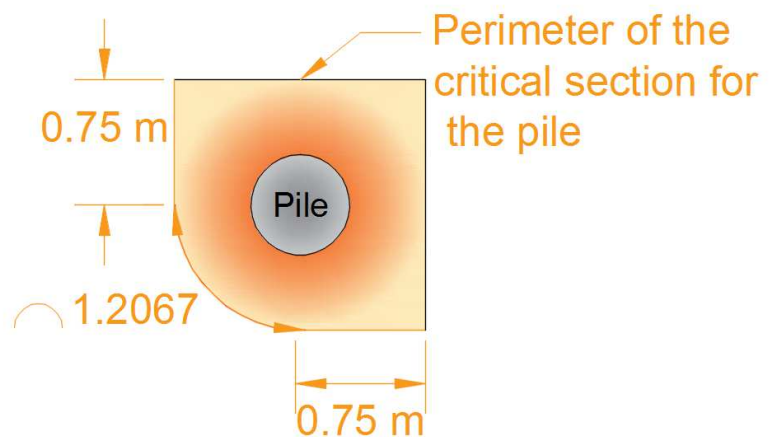
$b_o = 2 \times (703 + 500) + (703 + 200) = 4212$ mm = 4.212 m

$$\phi V_c = 0.75 \times \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0.75 \times \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{2.5}\right) \sqrt{30} \times 4212 \times 703 \times 10^{-3} = 3649.1 \text{ KN} > V_u \\ &= 1400 \text{ KN} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Check for pile punching

$$\frac{1400}{4} = 350 \text{ KN}$$



$b_o = 2.7067$ m

$$\phi V_c = 0.75 \times \frac{1}{3} \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\phi V_c = 0.75 \times \frac{1}{3} \sqrt{30} \times 2706.7 \times 703 \times 10^{-3} = 2605.53 > V_u = 350 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

So the thickness is adequate

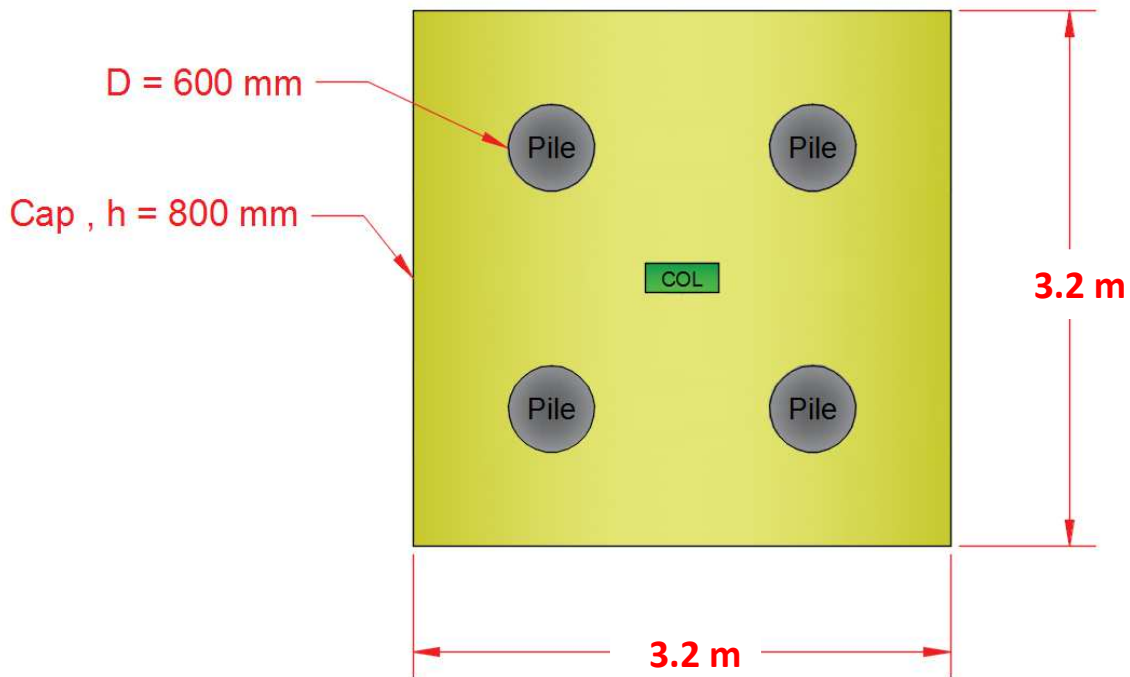


Figure (4-25): Cap and piles foundations.

4.7.3 Design of pile cap

The pile cap should be deep enough for the pile reaction from below the pile caps to be transferred to the pile cap. Similarly, considering the loads from the column at its top, the pile cap should have sufficient capacity to resist the bending moment and shear forces as well as the punching shear requirements to transfer the load to the piles through the pile cap.

There are two alternative theories on which pile caps can be assumed to transfer the loads from the columns to the pile foundations. They are (a) the truss theory and (b) the beam or bending theory.

So we use in this project the first one (Truss theory).

Figure below shows the truss action for a four-pile group. Even in conventional designs when the angle of dispersion of load θ is less than 30° ($\tan 30^\circ = 0.58$), (i.e. the value of (a_v/d) ratio as shown in the figure is less than 0.6), we may assume the load to be transferred to the pile by strut action. AB being in compression and BC in

tension. This is called the strut truss action. Experiments show that this action (as in deep beams and corbels) can be predominant even up to (a_v/d) ratio equal to 2 or $a_v = 2d$. In this truss action, the tensile force between pile heads is assumed to tie the ends of the reinforcements at its ends as needed in the case of an arch. This known as truss theory.

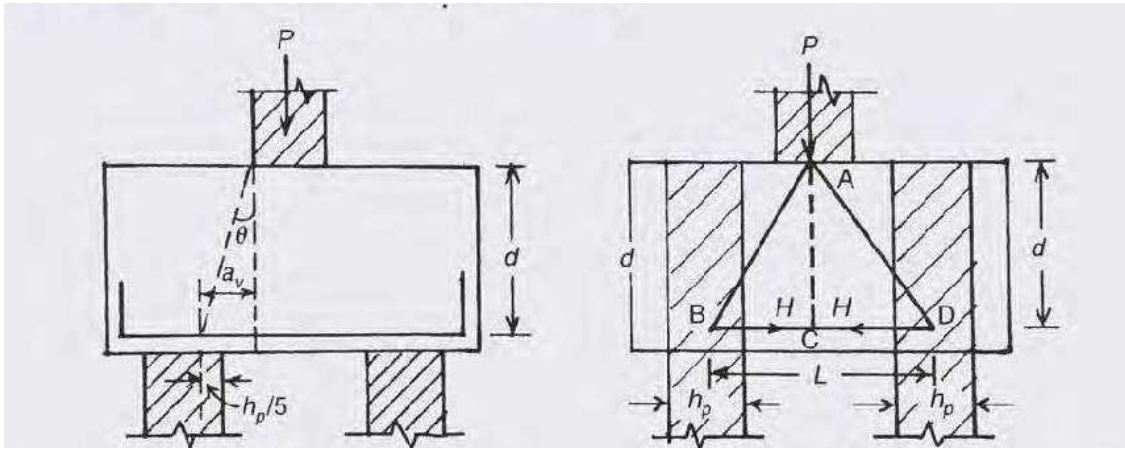


Figure (4-26): Design of pile-cap reinforcement by truss theory.

Shape of pile caps for 2 to 6 piles formulae for tension by truss theory for arrangement of steel.

Table (4-14): Shape of pile caps for 2 to 6 piles formulae for tension by truss theory for arrangement of steel.

No. of piles	Shape of pile cap	Tension by truss theory
2		<p>(d = depth of pile cap)</p> $\text{Along } XX = \frac{P}{12Ld} (3L^2 - a^2)$
3		$\text{Along } XX = \frac{P}{36Ld} (4L^2 + b^2 - 3a^2)$ $\text{Along } YY = \frac{P}{18Ld} (2L^2 - b^2)$
4		$\text{Along } XX = \frac{P}{24Ld} (3L^2 - a^2)$ $\text{Along } YY = \frac{P}{24Ld} (3L^2 - b^2)$
5		$\text{Along } XX = \frac{P}{30Ld} (3L^2 - a^2)$ $\text{Along } YY = \frac{P}{30Ld} (3L^2 - b^2)$
6		$\text{Along } XX = \frac{P}{18Ld} (3L^2 - a^2)$ $\text{Along } YY = \frac{P}{36Ld} (3L^2 - b^2)$

Column No.12, No.13, No.16, No.21, No.23, No.25, No.27, No.43 No.50, No.57 & No.64

Maximum factored loads = 1400 KN

Each column has 4 piles.

Diameter of the pile = 600 mm

Cap thickness = 800 mm

Cap dimensions 3.2 × 3.2

Spacing between piles = 2.5d mm

2.5×600 = 1500 mm

From the table:

For x-direction

$$T = \frac{P}{24Ld} (3L^2 - a^2)$$

$$T = \frac{1400}{24 \times 1.5 \times 0.8} (3 \times 1.5^2 - 0.5^2) = 316 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{T}{0.87f_y} = \frac{316}{0.87 \times 420} = 864.8 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.0018bh = 0.0018 \times 3200 \times 800 = 4608 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 4608 \text{ mm}^2 > A_s = 864.8 \text{ mm}^2$$

Use Ø22 → 13 Ø22

For y-direction

$$T = \frac{P}{24Ld}(3L^2 - a^2)$$

$$T = \frac{1400}{24 \times 1.5 \times 0.8}(3 \times 1.5^2 - 0.2^2) = 326.2 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{T}{0.87f_y} = \frac{326.2}{0.87 \times 420} = 892.7 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.0018bh = 0.0018 \times 3200 \times 800 = 4608 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 4608 \text{ mm}^2 > A_s = 892.7 \text{ mm}^2$$

Use $\emptyset 22 \rightarrow 13 \emptyset 22$

4.7.3.1 Using (CSI Safe v12.0) program to the combined cap

CSI Safe program used finite element method to design the combined cap. From the program get the thickness and reinforcements.

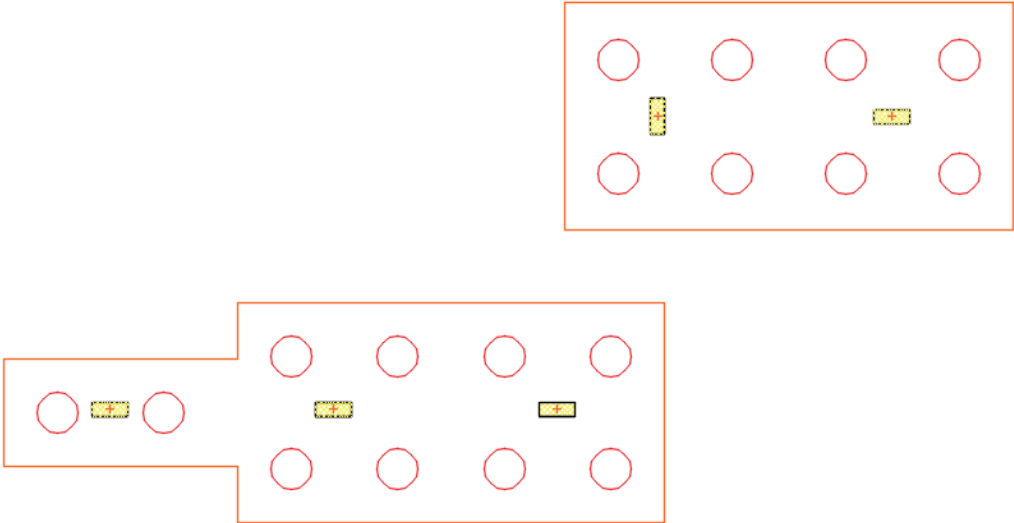


Figure (2-27): Combined Cap

الفصل الخامس النتائج والتوصيات

5

1.5 النتائج

2.5 التوصيات

3.5 المصادر والمراجع

النتائج

1. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار ، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
2. على المصمم أن يتصف بالحس الهندسي من خلال تجاوز اي مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع بشكل مقنع ومدروس.
3. والجدول التالي يلخص المقارنة بين أساس الحصيرة والأساسات العميقة (الخوازيق) في هذا المشروع.

جدول (1-6): المقارنة بين أساس الحصيرة والأساسات العميقة.

المقارنة من حيث	أساس الحصيرة	الأساسات العميقة (الخوازيق)
القوة الإنشائية	آمن	أكثر أمان
الحفر	على مرحلة واحدة	على مراحل (الوسائد + الخوازيق)
الدمك	يحتاج الى دمك	لا يحتاج
التقنيات	تقنيات عادية (مدحلة)	تقنيات حديثة (حفار ميكانيكي + وصلات ميكانيكية)
التنفيذ	أقل وقت	وقت أطول
Settlement	Deferential settlement	تقلل من حدوث الهبوط

التوصيات

في هذه الحالة **Mat Foundation** بناءً على ما ورد من نتائج وتحليل يوصي فريق العمل باستخدام أساس الحصيرة **Pile** في هذا المشروع ، اذ تبين ان أساس الحصيرة أقل تكلفة وأكثر اقتصادية وأسهل للتنفيذ من الأساسات العميقة **Foundation**

المصادر والمراجع

1. American Concrete Institute (ACI), Building Code Requirement for Structural Concrete (ACI-318M-08).
2. كود البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى. مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 2006 م.
3. Principles of Geotechnical Engineering, 7th. Braja M. Das.
4. Design of Reinforced Concrete Foundations, P.C.Varghese.
5. Principles of Foundation Engineering, 7th .Braja M. Das.

« تَمَّ بِحَمْدِ اللَّهِ »