

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين
كلية الهندسة والتكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية
تخصص هندسة مدنية فرع هندسة مباني



مقارنة بين الأساسات السطحية أساسات العميقة لمبنى متعدد الادوار

فريق العمل

محمود ذباينة

عبد المجيد ابو غياظة

:

. نبيل الجولاني .

فلسطين – الخليل

2013 – 2014

جامعة بوليتكنك فلسطين
كلية الهندسة والتكنولوجيا



شهادة تقييم

مقارنة بين سطحية أساسات العميقة لمبنى متعدد الادوار

فريق العمل

محمود ذباينة

عبد المجيد ابو غياظة

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

توقيع رئيس الدائرة

توقيع مشرف المشروع

. الدويك

. نبيل

فلسطين – الخليل

2013 – 2014

إهداء

الى التراب

الى من جاوزت أرواحهم عنان السحاب

الى الوالدة الغالية... والمرأة الفاضلة.. نبع العنان الخلاب

الى تاريخ الوفاة والخير المنهمر... الوالد الغالي حماه الله.. وأطال عمره والأسباب

الى الصفحات الناصعة في تاريخ شعبنا المجاهد.. والشهداء والجرحى والأصابع

الى اللذين يحبون الحياة والطبيعة فيعملون ويعسرون

نهدي هذا العمل المتواضع اليهم جميعا

لتقدير

أولا الشكر والمنة لله وحدة كما يليق بجلال وجهه وعظيم سلطانه ، كما يتقدم فريق العمل

بالشكر الجزيل والعميق ساهم في رعاية هذا المشروع وأنبتت ينعه وزاد حصده إلى الشكر الذي هو إلى:

الموقرة، وكلية الهندسة والتكنولوجيا ودائرة الهندسة

المدينة والمعمارية بكافة طاقمها العامل على تخريج الأجيال وبناءة ا .

جميع الأساتذة بالجامعة ونخص بالذكر الدكتور نبيل الجولاني الذي بذل الجهد

النفيس للخروج بهذا العمل بالشكل اللائق. مكتبة الجامعة والقائمين عليها لتعاونهم

الكامل ومساعدتهم في توفير الكتب الخاصة بالمشروع. لكل من قدم العون

وكانت سواعده سواعدا ولم يبخل بالمساعدة بأي شيء. واخص بالذكر ...د.

عياد، د.نصر عبوشي، م.سفيان الترك .

مقارنة بين الأساسات السطحية أساسات العميقة لمبنى متعدد الادوار

فريق العمل

محمود ذباينة

عبد المجيد ابو غياظة

جامعة بوليتكنك فلسطين

2013 – 2014

. نبيل الجولاني.

- . هذا المشروع في عمل التحليل اللازمة لمبنى سكني متعدد
- . الاحمال والاجهـ الاعمـد تصمـيم
- . المنفردة والحصير والاساسات العميقة والمقارنة بينها من حيث والجدوى الاقتصادية.
- . يتكون 12 طابق بمساحة كلية 5040 يحتوي المشروع على
- . التفاصيل الكاملة لتحليل الأوزان الرأسية والأفقية توزيعها على العناصر الإنشائية
- . الأفقية والرأسية، الوصول الى تصميم الاساسات المنفردة والحصيرة والاساسات
- . العميقة حسب الكود الأمريكي واختيار الافضل منها. حيث مراجعة جميع الخرائط
- وتعديلها التصاميم الإنشائية.
- هي الأكثر ملائمة من حيث قدرة التحمل والجدوى الاقتصادية .

Abstract

Comparison of isolated foundation, Mat and deep foundation for multi-story building

Project Team

Mahmmoud Thabaineh

Abdul_Majeed Abu Ghayadah

*Supervisor :
Dr. Nabil Al-Joulani*

The idea of the project is to make the structural Analysis and comparison of different type foundation (Isolated ,Mat and pile) for this Multi-storey building.

This project consist of 12th floors , these floors contain all the spaces needed for the building ,and facility for resident of the building.

This project is a reinforced concrete building that designed according to the American Concrete Code (ACI) with details for the vertical horizontal , dead , live , wind , and earthquake loads, with all necessary drawing .

This project aims to do compare between isolated footing, Mat foundation and pile system in terms of capacity and economic feasibility.

The structural and economical analysis showed that mat foundation is the most suitable for the building.

فهرس المحتويات

i	صفحة العنوان الرئيسية	
ii	صفحة شهادة التقييم	
iii	صفحة الاهداء	
iv	صفحة الشكر والتقدير	
v	صفحة الملخص باللغة العربية	
vi	صفحة الملخص باللغة الانجليزية	
vii	فهرس المحتويات	
xi	فهرس الاشكال	
xiv	فهرس الجداول	
xv		
2	تمهيد	1.1
2		2.1
3	أهداف المشروع	3.1
3		4.1
3		5.1
4		6.1
			1.2
6		1.1.2
7		2.1.2
8	وصف المساقط الافقية	3.1.2
8		1.3.1.2
9		2.3.1.2
10		3.3.1.2
11	الوظيفية وشكل الحركة	4.1.2
13	الواجهات	5.1.2

13الواجهة الشمالية	1.5.1.2
14الواجهة الية	2.5.1.2
15الواجهة الشرقية	3.5.1.2
16الواجهة الغربية	4.5.1.2
		2.2
19هدف التصميم الا	1.2.2
19الدراسات النظرية للعناصر الانشائية	2.2.2
20	1.2.2.2
20الميتة	2.2.2.2
21الحية	3.2.2.2
21البيئية	4.2.2.2
23ائية	3.2.2
23	1.3.2.2
25	2.3.2.2
26	3.3.2.2
27()	4.3.2.2
28	5.3.2.2
30	1.3
32انواع الاساسات وتصنيفها	2.3
36قدرة تحمل التربة والضغط المسوح به	3.3
36توزيع الاحمال على التربة	1.3.3
37	2.3.3
37ح به	3.3.3
40اختيار ن	4.3

Structural Analysis & Design Chapter Four

42Introduction	4.1
42Determination of slab Thickness	4.2
43Determination of factored loads of ribs	4.3
43Determination of dead load	4.3.1
44Determination of live load	4.3.2
44Determination of factored dead & live loads	4.3.3
45Design of Topping	4.4
45Determination of dead load of topping	4.4.1

45Design of flexure	4.4.2
47Design of Rib2	4.5
50Design of flexure	4.5.1
51Design of Positive moment of rib2	4.5.2
51Design of span4	4.5.2.1
52Design of span1	4.5.2.2
54Design of Negative moment of rib2	4.5.3
54Design of support4	4.5.3.1
55Design of shear of rib2	4.5.4
55Design of span4	4.5.4.1
57Design of span3	4.5.4.2
59Design of Beam(B32)	4.6
62Check single section or doubly section	4.6.1
62Design of Negative moment	4.6.2
62Design of support2	4.6.2.1
64Design of support3	4.6.2.2
65Design of support4	4.6.2.3
67Design of support5	4.6.2.4
69Design of Positive moment	4.6.3
69Design of span1	4.6.3.1
71Design of span2	4.6.3.2
73Design of span3	4.6.3.3
74Design of span4	4.6.3.4
76Design of shear	4.6.4
76Design of span1	4.6.4.1
78Design of span2	4.6.4.2
79Design of span3	4.6.4.3
81Design of span4	4.6.4.4
83Design of column(C31&C3)	4.7
83Design of column(C31)	4.7.1
83Load calculation	4.7.1.1
83Check slenderness effect	4.7.1.2
84Design of the Tie Reinforcement	4.7.1.3
84Design of column(C3)	4.7.2

84Load calculation	4.7.2.1
85Check slenderness effect	4.7.2.2
87Design of the Tie Reinforcement	4.7.2.3
89تعريف	1.5
89	2.5
90	3.5
90	1.3.5
92	2.3.5
93المحولات التصميمية	4.5
94تصميم	5.5
	الحصيرة	
97تعريف	1.6
98انواع اساس الحصيرة	2.6
101مميزات وسلبيات اساس الحصيرة	3.6
102قدرة تحمل التربة الطينية لأساس الحصيرة	4.6
103الحسابات الخاصة بالحصيرة	5.6
	الاساسات العميقة	
107تعريف	1.7
109المقارنة بين الاوتاد المستندة	2.7
109	1.2.7
110الاطاد الاحتكاكية	2.2.7
111تصميم الاساسات الوتدية	3.7
112توزيع الاحمال على الاوتاد	1.3.7
118	2.3.7
121تسليح الاوتاد	3.3.7
123تصميم الوسائد	4.7
	بين الحصيرة والاطاد	
130حسابات كميات الحصيرة	1.8
134حساب كميات الاوتاد	2.8
	النتائج والتوصيات	
143	1.9
144التوصيات	2.9
145	3.9

فهرس الاشكال

6	(-) التجمع السكني للمباني السكنية
7	(-) صورة جوية لمنطقة المشروع المقترح
8	(-)
9	(-)
10	(-)
11	(-) الفراغات الوظيفية
12	(-) آلية
13	(-) الواجهة الشمالية
14	(-) الواجهة الجنوبية
15	(-) الواجهة الشرقية
16	(-) الواجهة الغربية
17	(-) الواجهة الامامية(3D)
18	(-) الواجهة الخلفية(3D)
22	(-) (كيفية تأثير الرياح
24	(-) نموذج لعقدة مصمته
24	(-)
25	(-)
26	(-)
27	(-)
28	(-)
30	(-) نقل الاساس للاحمال الواقعة عليه الى التربة
32	(-)

33	(-)
33	(-)
34 نموذج لاساس الحصيرة.	(-)
35	(-)
36 توزيع الاحمال على التربة.	(-)
42Figure (4-1) First Floor Slab	
43Figure (4-2) Thickness of Material	
47Figure (4-3) Structural Plane of Rib2	
48Figure (4-4) Rib2 geometry	
48 Figure (4-5) loading of Rib2	
49 Figure (4-6) Moment Envelop of rib2	
49Figure (4-7) Shear Envelop of rib 2	
59Figure (4-8) Beam Plan	
60Figure (4-9) Beam Geometry	
60Figure (4-10) Load of beam	
61Figure (4-11) Moment/Shear Envelop for Beam	
87Figure (4-12) Details of reinforcement of column 3	
89	(-)
90ية انتشار الاجهادات.	(-)
91	(-)
91	(4-5)
92توزيع الاعمدة في المنشأة.	(-)
98 Fig.(6-1) Flat Plate Mat	
99 Fig.(6-2) Plate Thickened under Columns	

99 Fig.(6-3) Two-way Beam and Slab
100Fig.(6-4) Rigid Frame Mat
101Fig.(6-5) Piled Raft
102(-) تقليل الضغط بتوفير طوابق تسوية
103Fig. (6-7) value of factored shear force at section
104Fig. (6-8) value of factored moment at section
108(-) نموذج للاوتاد الخرسانية الشاقولية
112Fig. (7-2) Plan of Group Pile GP1 (PC32)
115Fig.(7-3) Plan of combined cap PC 16
116Fig. (7-4) Plan of Group Pile for combined cap PC 16
118Fig. (7-5) plan & section of group pile PC 9
120Fig. (7-6) relationship between adhesion and unconfined compressive strength.
123(-) نماذج ترتيب الاوتاد لتوفير الشكل الانسب للوسائد في المذ
124Fig. (7-8) Plan for punching of column C17
130(1-8) مخطط اساس الحصيصة
131(2-8) مقاطع الحديد وسماكة الخرسانة في الحصيصة
134(3-8) (GP1 – PC32)
134(4-8) (GP1A – GP1A) مقاطع الحديد والخرسانة

فهرس الج

4 /	(-)
20 الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	(-)
21 الاحمال الحية	(-)
22 قيمة احمال التلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	(-)
36 قيم الضعط المسموح حسب طريقة كيرن	(-)
39 N_c, N_q, N	(-)
44 الاحمال الميتة على العقدات	(-)
93	(-)
94	(-)
107 طرق تنفيذ الاوتاد	(-)
132 لكلي للحديد في الحصيرة حسب قطر البار	(1-8)
135 كمية الحفر للوسائد وتكلفة الحفر للأوتاد	(2-8)
137 وزن الحديد الكلي في الوسائد حسب قطر البار	(3-8)
138 وزن الحديد الكلي في الأ	(4-8)
138 وزن الحديد الحلزوني المستخدم في الاوتاد	(5-8)
141 مقارنة بين اساس الحصيرة والاطاد	(6-8)

List of Abbreviations

- A_c = area of concrete section resisting shear transfer.
- A_s = area of non-prestressed tension reinforcement.
- A_s = area of non-prestressed compression reinforcement.
- A_g = gross area of section.
- A_v = area of shear reinforcement within a distance (S).
- A_t = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- b = width of compression face of member.
- b_w = web width, or diameter of circular section.
- C_c = compression resultant of concrete section.
- C_s = compression resultant of compression steel.
- D_L = dead 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_L = live loads.
- L_w = length of wall.
- M = bending moment.
- M_u = factored moment at section.
- M_n = nominal moment.
- P_n = nominal axial load.
- P_u = factored axial load
- S = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- V_c = nominal shear strength provided by concrete.

- V_n = nominal shear stress.
- V_s = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- V_u = factored shear force at section.
- W_c = weight of concrete. (Kg/m^3).
- W = width of beam or rib.
- W_u = factored load per unit area.
- ϕ = strength reduction factor.
- ϵ_c = compression strain of concrete = 0.003mm/mm .
- ϵ_s = strain of tension steel.
- ϵ_s = strain of compression steel.
- ρ = ratio of steel area .
- Q_{ull} = ultimate load.
- Q_{all} = allowable load.
- $F.S$ = factor of safety.
- D_f = depth of footing.
- B = width of footing .
- L = length of footing.
- R = radius 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 = bearing capacity factors.
- Q_m = axial load on any pile m.
- Q = total vertical load acting at the centroid of the pile group.
- M_y, M_x = moment with respect to x and y axis respectively.

. تمهيد

.

. اهداف المشروع

.

.

.

. تمهيد

من المعروف أن التصميم الإنشائي لعناصر الخرسانة المسلحة عموما 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 الى التعامل مع علاقات أكثر تعقيدا، وبالتالي مع متغيرات أكبر عدداً، فارتباط هذه العناصر المكونة من مادة الخرسانة مع التربة التي تدخل كمادة جديدة في التصميم يجعل الحاجة الى التعامل مع منظومة المتغيرات التي تشكل نظريات المتانة، أمر لا بد منه.

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

.. قد حاولنا في هذا المشروع أقصى ما يمكن لجمع 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 الأيجاز في البداية كبيرا جدا، وذلك فيما يتعلق بالمعلومات الأساسية الخاصة بالتربة واللازمة للدخول الى حقل الحساب الإنشائي للأساسات، وتحليل العناصر الإنشائية للمبنى، واخذ الاحمال والاجهادات للتصميم الإنشائي للأساسات المنفردة، والانتقال الى تصميم اساسات البلاطة والاساسات العميقة والمقارنة بينها لاختيار الانسب والافضل لاعتماده في التنفيذ الإنشائي على ارض الواقع، حيث تكمن اهمية الاساسات في أنها أحر ما يتم تصميمها وأول ما يتم تنفيذها.

تحليل العناصر الإنشائية لمبنى ، حيث يتضمن التحليل

التصميم الإنشائي للأساسات بأنواعها يتلا مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر

تربة الموقع للاجهادات والهبوط وما لا يتعارض مع التصميم المعماري، واختيار

تنفيذها والتي تحقق الجانب الاقتصادي وعامل الأمان.

أهداف

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

- اكتساب المهارة في القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، بما يتناسب مع التخطيط المعماري له.
- تحليل العناصر الإنشائية وتحديد الاحمال.
- تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة.
- استخدام برامج التصميم الإنشائي.
- امكانية الجمع بين التربة كعلم مستقل

التحليل الانشائي والتصميم (Structural Analysis & Design)

- الحصييرة.
- الاساسات العميقة.
- مقارنة بين الحصييرة والواتاد .
- النتائج والتوصيات.

هناك عدة برامج تم استخدامها في المشروع وهي :

- AUTOCAD 2013/2007: وذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
- ETABS: لمعرفة مدى متانة المبنى واختيار العدد المناسب وأماكن جدران القص (shear wall) .
- ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
- Safe : لتصميم اساس البلاطة /الحصييرة (Mat foundation)
- (Office XP): تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج

- وتعديل المخططات المعمارية وذلك لفهمها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف واختيار
- دراسة العناصر الإنشائية المكونة لية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.
- تحديد الأ وتحليل العناصر الإنشائية على هذه الأحمال .
- دراسة تربة الموقع كعلم مستقل وتحديد نوعية التربة وقدرة تحملها.
- الوصول الى مخطط الأساسات والتصميم الإنشائي ل أساسات البلاطة، والاساسات العميقة .
- المقارنة بين انواع الاساسات واختيار الأنسب من حيث قدرة التحمل والجدوى الاقتصادية ومدى ملائمتها لتربة
- إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل للتنفيذ.

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

(-) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية () - ()

المرحلة / الفترة الزمنية (أسبوعياً)	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	
اختيار المشروع																										
دراسة أبنى معماريا																										
تحديد النظام الإنشائي																										
التحليل الإنشائي																										
تصميم الأساسات المنفردة																										
إعداد مقدمة المشروع																										
عرض مقدمة المشروع																										
تحليل وتصميم امدان الحصىرة																										
إعداد مخططات الحصىرة																										
تحليل وتصميم الأوتاد (GP)																										
اعداد مخططات الأوتاد (GP) - (PC)																										
حساب الجدوى الاقتصادية																										
كتابة المشروع																										
طباعة المشروع وإتسليم النهائي																										
عرض المشروع																										

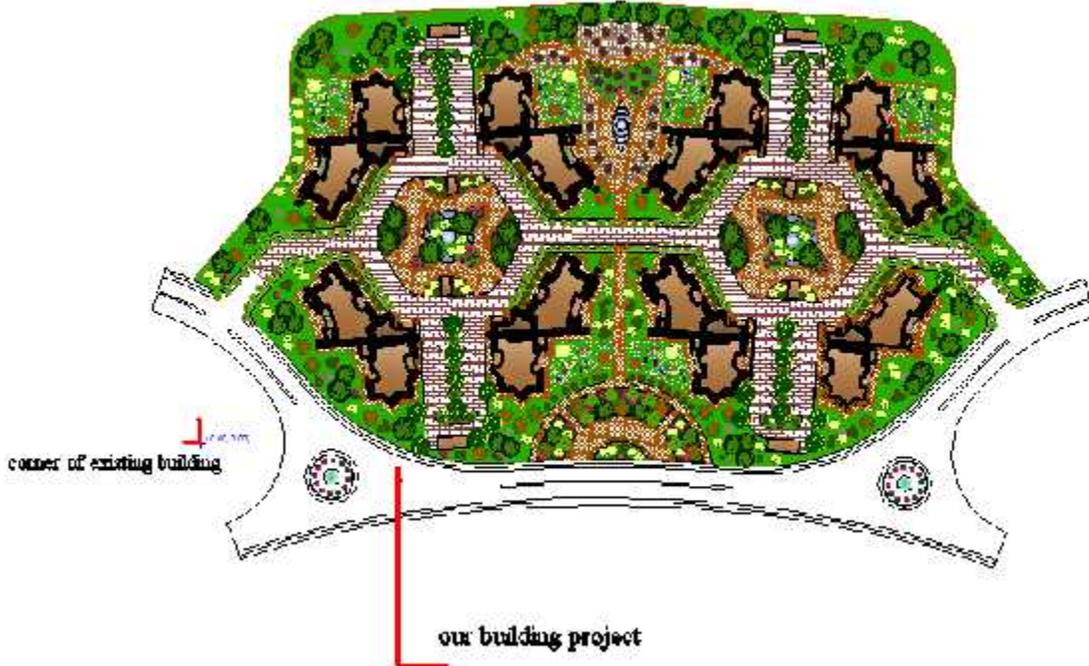
	•
	• •
	• •
وصف المساقط الأفقية	• •
لفراغات الوظيفية	• •
وصف الواجهات	• •
	•
هدف التصميم الإنشائي	• •
الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى	• •
العناصر الإنشائية	• •



• •

المشروع عبارة تجمع سكني لثمانية ابنية سكنية متجاورة وفق تجمعات سكنية مدروسة من ناحية الابعاد والارتفاعات والفراغات العمرانية الصحيحة سب القوانين والانظمة المعمول بها في سلطة الاراضي. حيث سيتم تحليل وتصميم البناء الطرفي على الشارع الرئيسي مع الاخذ بعين الاعتبار ان اساسات الابنية المجاورة ذات منسوب اقل من منسوب اساسات المبنى المراد تصميمه.

المبنى عبارة عن عمارة سكنية تتكون من طابق بمساحة اجمالية ، كل طابق يحتوي على شقتين والفكرة التصميمية عبارة عن تداخل اشكال هندسية مع بعضها البعض لتشكل في بعض المناطق زخارف اسلامية وفي بعضها الاخر تشكيلات حديثة من تداخل المستطيلات مع الاقواس، ومحاور الحركة الرأسية في العمارة هي درج واحد ومصعدين.



(-) مجمع المباني السكنية

• •

يقع المبنى في مدينة جنين شمال المدينة على ارض مستوية، حيث تبلغ بموقعها الخلاب، ي بسهولة الوصول إليه .
المدينة بوقوعها على شارع رئيسي في المنطقة، مما يكسبه ميزة الوصول إليه بسهولة من جميع المناطق. من حيث السكان نجد أن هذه القطعة بالقرب من تجمع سكني خدمات الماء والكهرباء فهي متوفرة في الموقع نفسه.

تم اقتراح تأهيل المنطقة لبناء حوش سكني لأصحاب قطعة الارض وتصميم الحوش السكني بزخرفات اسلامية وعمرانية .



(-) صورة جوية لمنطقة المشروع المقترح "مدينة جنين"

.. وصف المساقط الأفقية

مساحة هذا الطابق هي يتم الوصول إليه عن طريق من الجهة شمالية ويتكون من شقتين، ويتوفر لكل شقة سكنية برندات لأستخدامها لمستلزمات الساكنين من الجلوس ولأغراض اخرى ين للوصول الى المستويات التالية.



:(-)

مساحة هذا الطابق هي يتم الوصول إليه عن طريق
ويتكون من شقتين، ويتوفر لكل شقة سكنية برندات لأستخدامها لمستلزمات الساكنين من الجلوس ولأغراض اخرى
بالإضافة إلى درج ومصعدين للوصول الى المستويات التالية.



:(-)

مساحة هذا الطابق هي يتم الوصول إليه عن طريق بيت الدرج الممتد من الطابق الارضي ، ويتكون من شقتين، ويتوفر لكل شقة سكنية برندات لأستخدامها لمستلزمات الساكنين من الجلوس ولأغراض اخرى .
درج ومصعدين للوصول الى المستويات التالية.



(-) :

.. الفراغات الوظيفية .

لأداء أي عمل لابد أن يتم إنجازه على أكمل وجه، ولإقامة أي بناء لابد أن يتم تصميمه من جميع النواحي التي توفر الراحة والأمان لمستخدميه، حيث يبدأ أولاً التصميم المعماري للمبنى بما يتلوا وظيفته والغاية من تنفيذه بأن يتم تحديد شكل المنشأ مع الأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف و المتطلبات المختلفة ، إذ يجري التوزيع الأولي لمرافقه بهدف تحقيق الفراغات و الأبعاد المطلوبة، ويتم بهذه العملية دراسة الإنارة و العزل و التهوية والتنقل والحركة وغيرها من المتطلبات الوظيفية.



الطابق الأرضي



الطابق الأول



الطابق الثاني

الفراغات الوظيفية

	الخدمات - مطبخ وحمامات
	غرفة النوم
	غرفة المعيشة
	غرفة الطعام
	البلكونات
	غرفة ضيوف
	مساحة حركة عملة
	مساحة حركة شبه عملة
	مساحة حركة شبه خاصة
	مساحة حركة خاصة
	محاور الحركة الرأسية
عناصر الحركة	

(-) : الفراغات الوظيفية

. . وصف الواجهات :

. لواجهة الشمالية:

الواجهة الرئيسية وتحتوي على المدخل الرئيسي وعلى شرفات زجاجية وشبابيك طويلة ومنحنيات
هذه الواجهة بأنها زجاجية وحجرية يعكس رونق المبنى.
تعطي الواجهة جمالا معماريا



(-) الواجهة الشمالية "الامامية".

-الواجهة الجنوبية:

كبيرة وفيها شرفات و الواجهة زجاجية وحجرية

تشبه هذه الواجهة الواجهة شمالية بشكل كبير

:

بالاضافة الى استخدام المنحنيات في الواجهة،



(-): الواجهة الجنوبية "الخلفية".

-الواجهة الشرقية :

تمتاز هذه الواجهة بكثرة المنحنيات على زوايا حيث ان كافة الطوابق تحتوي على نوافذ واسعة ومستمرة حيث تم استخدام الحجر البني بالاضافة الى القصارة في بعض اجزائه، تعطي منظرا معماريا جميلاً . كما وتشمل على جزء من الواجهة الامامية اذا يظهر فيها المدخل الرئيسي للمبنى.



(-) : الواجهة الشرقية

- الواجهة الغربية:

تمتاز هذه الواجهة بكثرة المنحنيات على زوايا المبنى حيث ان كافة الطوابق تحتوي على نوافذ واسعة استخدام القصارة كما تبين الواجهة تعطي منظرا معماريا جميلا



(-) : الواجهة الغربية.

- لقطات للمبنى ثلاثية الابعاد (3D):



(-) :الواجهة الامامية.



(-) : الواجهة الخلفية.

.. هدف التصميم الإنشائي

يهدف التصميم الإنشائي بشكل أساسي متين ومتزن من جميع النواحي الهندسية الإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال ميتة وحية وأيضاً أحمال بيئية من تأثير الياح . وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

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

.. الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية فـ

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.

لأبد 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.

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 .
وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

(-) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

(KN/m ³)		
		1
		2
		3
		4
		5

الأحمال الحية

وهي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية والإنشاءات بحكم استعمالها المختلفة استعمالات جزء منها وهي تشمل :

- الديناميكية كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأ .
- والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر كأثاث البيوت والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير الأثاث والأجهزة والمعدات، و (-) يبين قيمة الأحمال الحية اعتمادا على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني.

(-) : الأحمال الحية

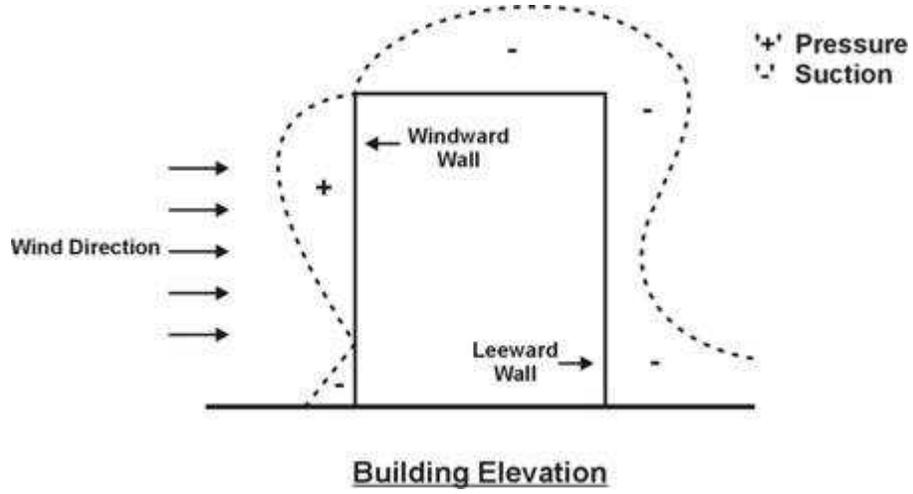
طبيعة الاستخدام	(KN/m ²)	
مواقف السيارات	5.0	1
	5.0	2
	4.0	3
	5.0	
السكنية	2.5	
	7.5	
	2	
	2.5	

... الأحمال البنائية

هي ثالث من الأحمال التي يجب أخذها بعين الاعتبار عند التصميم، وهذه الأحمال تتمثل في:

. الرياح

أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزاءها (windward)
(leeward) كما يبين الشكل (-) ، وتقاس بالكيلو نيوتن (KN/m²).
الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو



(-) كيفية تأثير الرياح .

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

• ميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج.

و الجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني.

(-) : قيمة أحمال

(KN/m ²)	(H) ()
0	h < 250
(1000) / h - 250	500 > h > 250
(h - 400) / 400	1500 > h > 500
(h - 812.5) / 250	2500 > h > 1500

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

. . . 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 وغيرها.

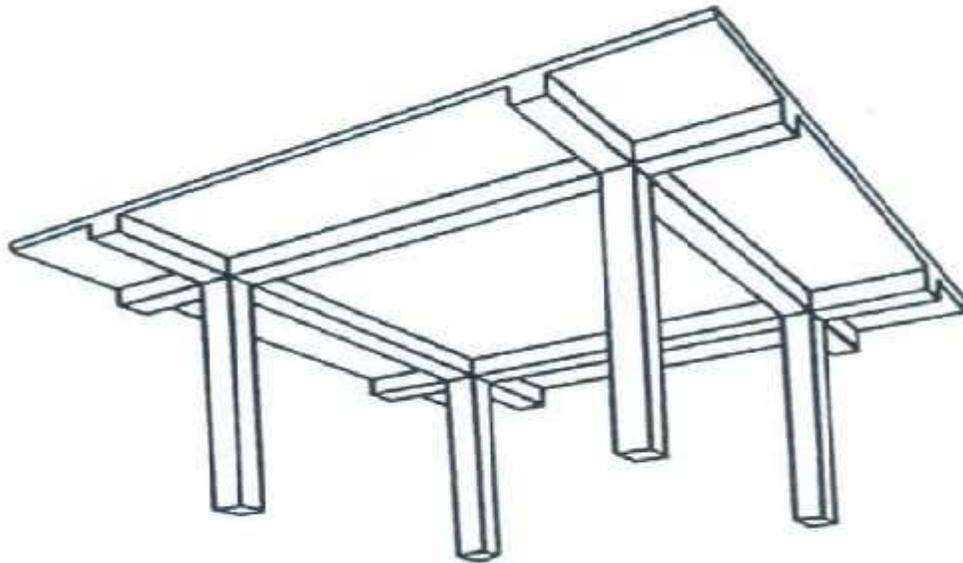
. . .

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 الخرسانة المسلحة ، منها ما يلي :

(Solid Slabs) ومنها ما هو باتجاه واحد وأخرى باتجاهين.

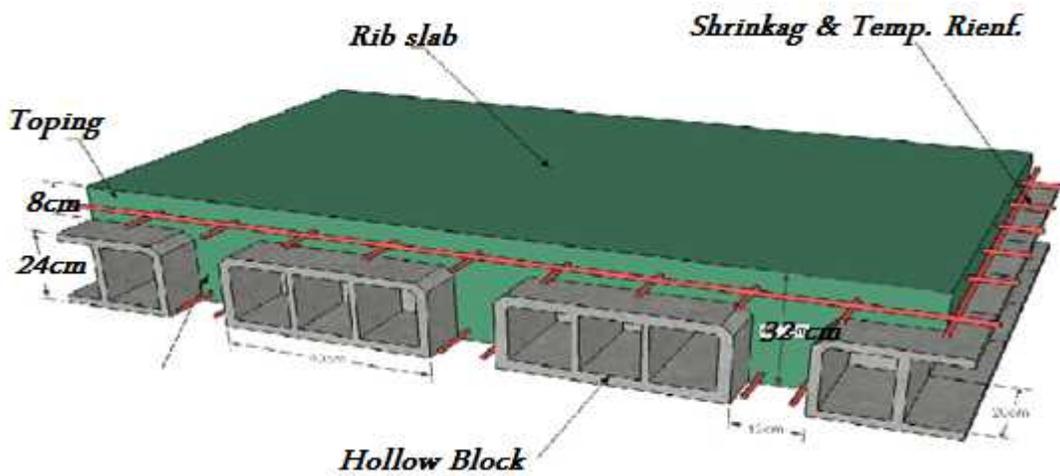
المصمته في اتجاه واحد في بيت الدرج والاصنصيل في حساب الاحمال على جدران القص لبيت



(-) نموذج لعقدة مصمته.

: (Ribbed Slabs)

(One way ribbed slab) وتمتاز بخفة وزنها وفعاليتها

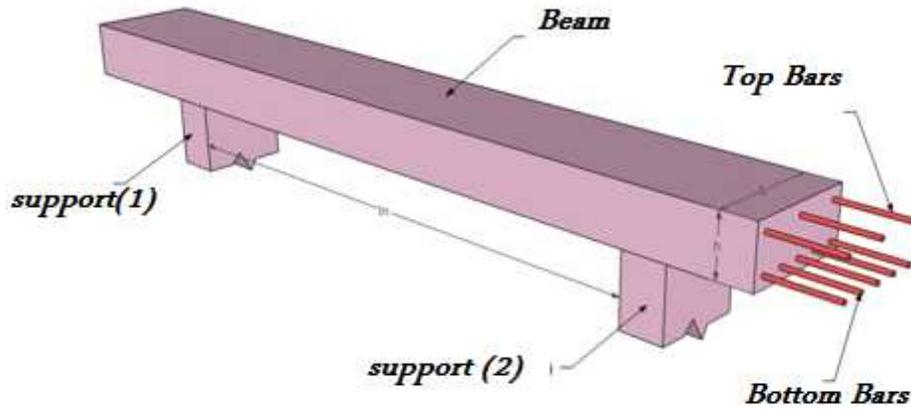


:(-)

- باتجاهين (Two way ribbed slab) وتستخدم للفضاءات التي تكون ابعادها وللاحمال القليلة نسبية .
توزيع الاحمال والعقدات تبين ان الفضاءات لا تحتاج الى هذا النوع من العقدات .

...

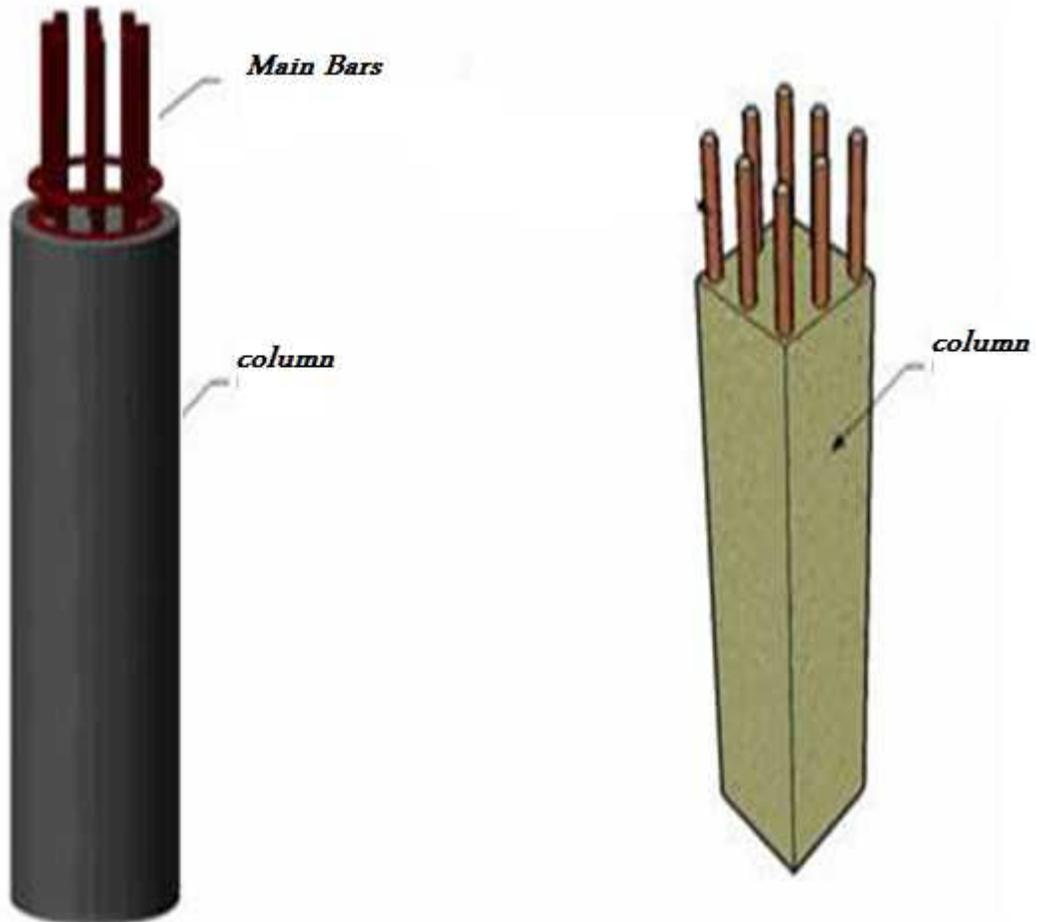
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل ل العقدة إلى الأعمدة ،وهي نوعين (عميقة)
وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل لن نستخدم هذا النوع من الجسور، وجسور مسحورة مخفية ،
حسب قيمة الا



(-)

العضو الإنشائي الرئيسي في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها.

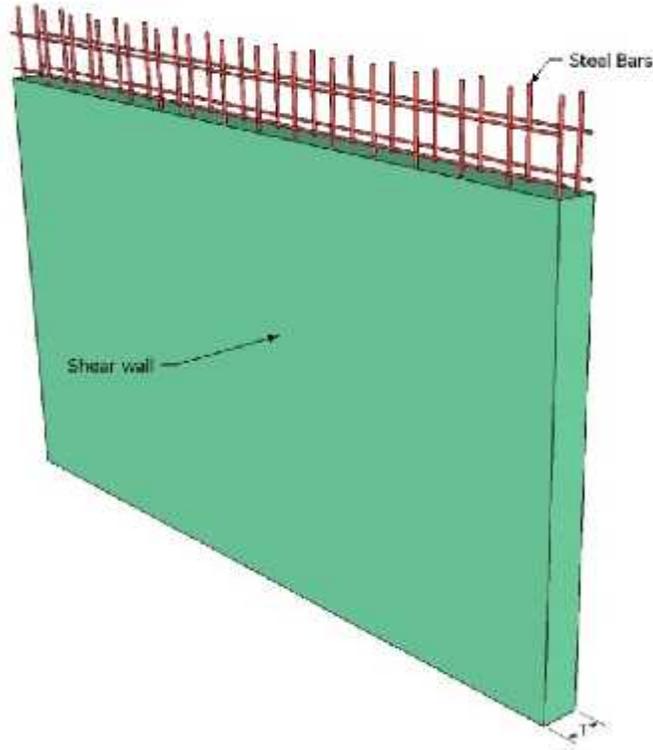
الاساسات، وهي متنوعة من حيث المقطع وطريقة العمل.



:(-)

... () :

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية رياح والزلازل وتسمى جدران الـ وهذه الجدران تسليح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها
الدرج، وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل كجدران قص تقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ، ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن. هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي و آثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية .

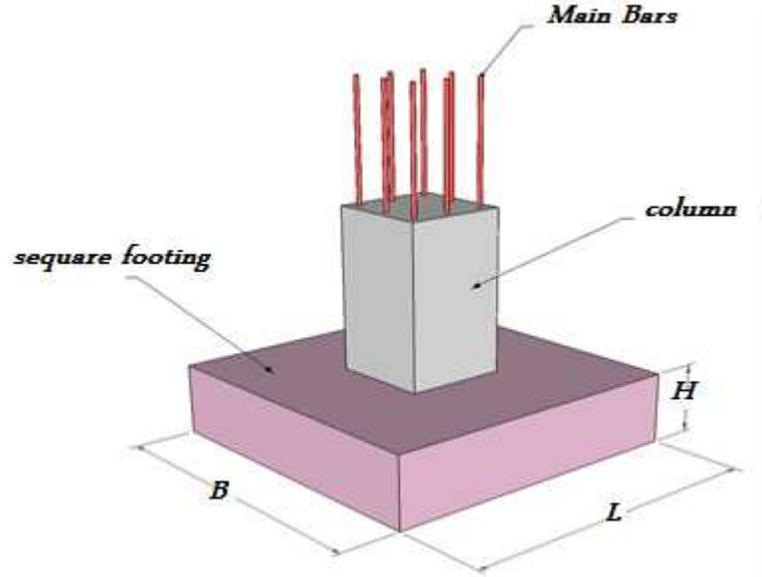


.(-) :

...

بالرغم من أن الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الإنتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى. ومنها :

(Isolated footing) .



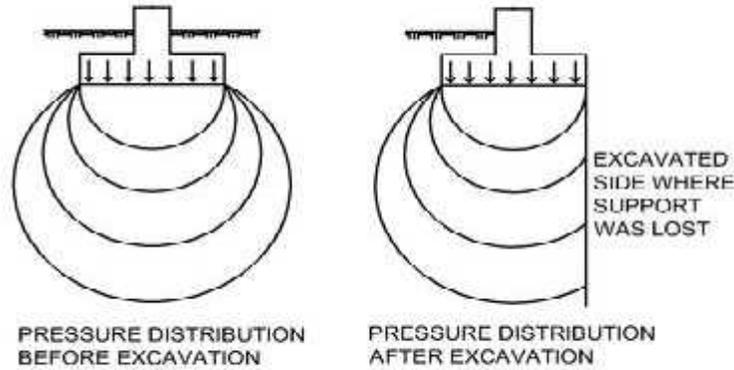
(-) :

ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات، وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة " اساس الحصيرة او الاساسات العميقة" يتخذ هيكल المنشأ من شكل متد ليتلائم مع طوبغرافية الارض.

- .
- . أنواع الأساسات وتصنيفها
- . قدرة تحمل التربة والضغط المسموح به
- . اختيار نوع الأساس

يحتل علم الاساسات دورا أساسيا بين العلوم الهندسية، حيث تعتبر الاساسات العنصر الحامل الرئيسي في المنشأة، فهي تنقل الحمولات 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 الاساسات يدفع بنا الى التعامل مع علاقات أكثر تعقيدا (من تصميم العناصر الاخرى للمنشأة التي تربط الاحمال من جهة والاجهاد من جهة اخرى بعلاقة ثابتة لا تختلف باختلاف النظريات). وبالتالي التعامل مع متغيرات اكبر عددا، فدخل التربة كمادة جديدة في التصميم يجعل الحاجة الى التعامل مع منظومة المتغيرات التي تشكل نظريات المتانة امر لا بد منه، والجمع بين التربة كعلم مستقل وبين الاساسات كحساب انشائي ، لاختيار نوع الاساسات والابعاد الهندسية مع مراعاة نوعية التربة والهبوط وردود الافعال والاجهادات من العناصر الانشائية للمبنى من جهة، وتحقيق الامان والجودى الاقتصادية من جهة اخرى.

تعتبر التربة بوجه عام، اقل تحملا للضغوطات والاجهادات الاخرى من العناصر الانشائية الخرسانية، ولهذا السبب نجد ان الاساسات (خاصة السطحية منها) تتمتع بامتداد كبير لمساحة القاعدة قياسا بمساحة مقطع العناصر المستندة اليها (كالأعمدة والجدران) . وهذا الامتداد يؤمن انتشار الاحمال داخل التربة . كما يبين الشكل (٣-١) .



(-) نقل الاساس للاحمال الواقعة عليه الى التربة .

ان الهدف النهائي لتصميم هذه العناصر هو تحقيق الأمان الكافي والمحقق للشروط الاقتصادية للانشاء ويتم ذلك باختيار نوع الاساسات المناسبة وابعادها واعمق التأسيس التي تتناسب مع طبيعة التربة ونوع المنشأة والاحمال المطبقة عليها وغيرها وفي هذا المساق نجد ان فن التصميم في الاساسات يلعب دورا فاعلا في تحديد نوع الاساسات المختارة .

أنواع الأساسات وتصنيفها .

تصنف الأساسات بوجه عام في فئتين أساسيتين هما:

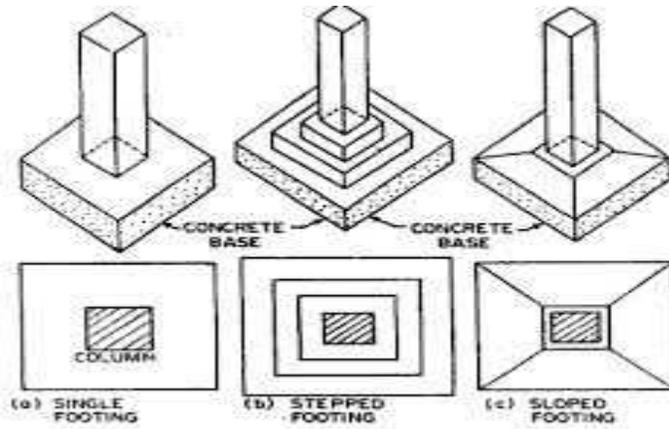
١- الأساسات السطحية (shallow foundation) .

٢- الأساسات العميقة (Deep Foundation) .

تندرج ضمن الفئة الأولى كافة أنواع الأساسات التي تنفذ ضمن الحفر المكشوفة ، وهي الأنواع الأكثر شيوعا وانتشارا في منشآت الابنية ، ومنها :-

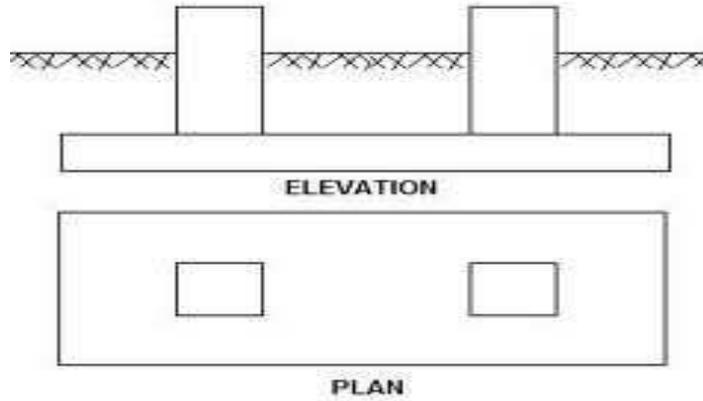
- الأساسات المنفردة (Isolated footing) .

وهي الأساسات التي تحمل عمودا واحدا. كما يبين شكل (٣-٢) نموذج لاساس مفرد .



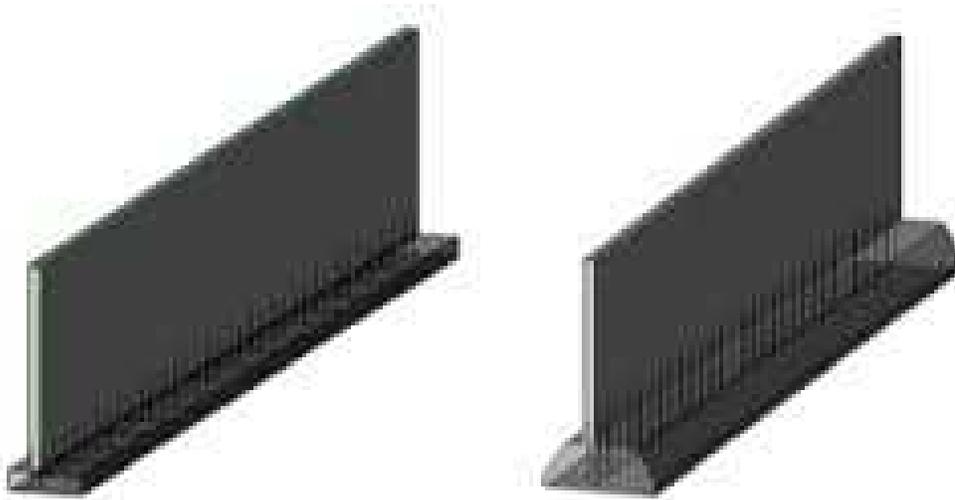
(-)

- الاساسات المشتركة (combined footing) .
وهي الاساسات التي تحمل عمودين او ثلاثة او اكثر. كما يبين شكل (٣-٣) نموذج لاساس مشترك .



(-)

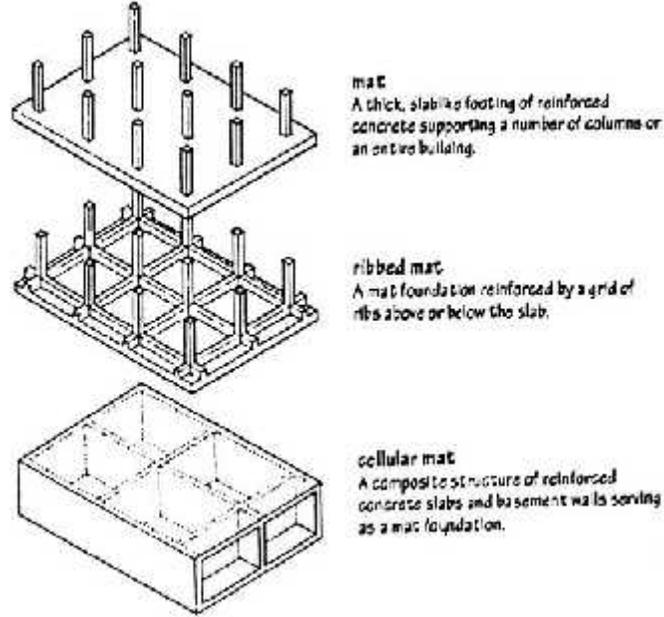
- الاساسات المستمرة (Continuous footing).
وهي الاساسات التي تحمل جدارا مستمرا، وتدعى ايضا بالاساسات الشريطة ، وفي بعض الاحيان تعتبر الاساسات المشتركة نوعا من الاساسات المستمرة. كما يبين شكل (٤-٣) نموذج لاساس مستمر .



(-)

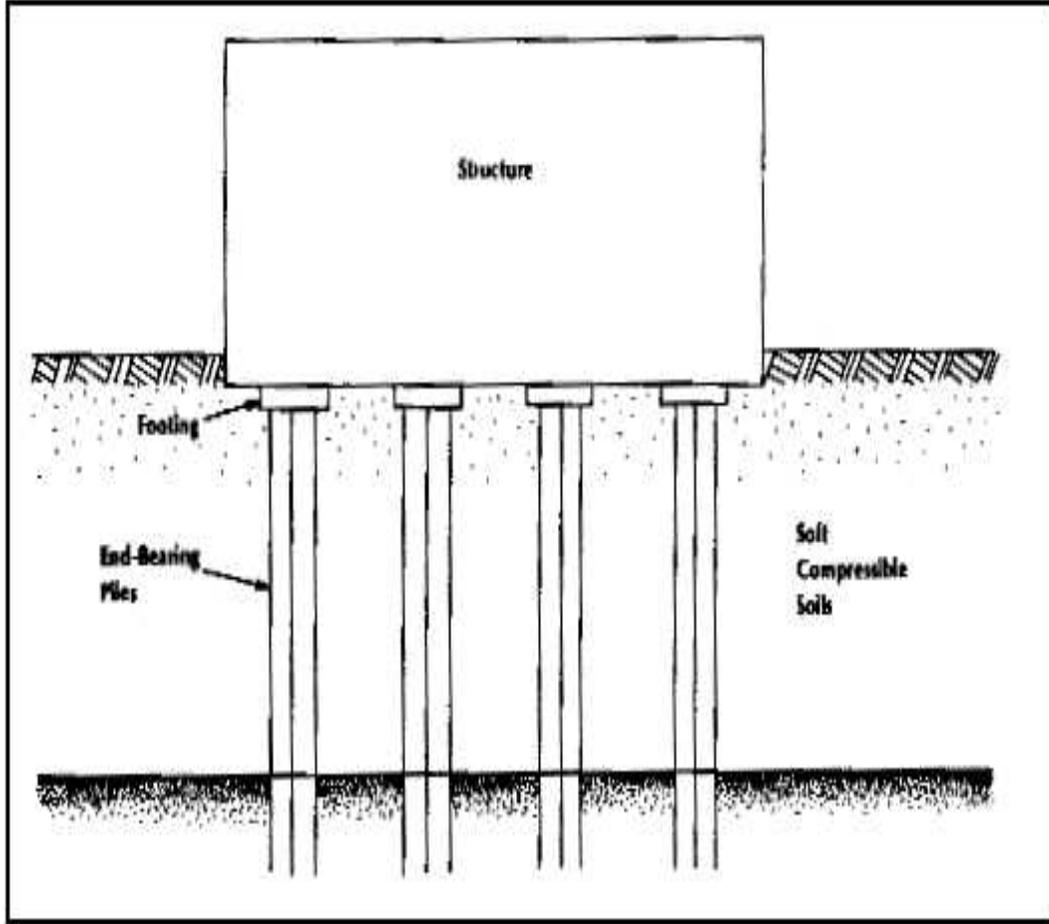
- اساسات البلاطة "الحصيرة" (Mat Foundation) .

وهي التي تحمل مجموعات مختلفة من الاعمدة والجدران الموزعة باتجاهات مختلفة. وقد تكون هذه الاساسات بجسور ربط او بدون جسور ربط . كما بين شكل (٣-٥) نموذج لاساس حصيرة.



(-) نموذج لاساس حصيرة.

اما الاساسات العميقة (Deep Foundation) .
فهي التي يتم ارساؤها على اعماق كبيرة من التربة كالأوتاد ... وغيرها. كما يبين شكل (٦-٣) نموذج لاساس وتدي.



(-)

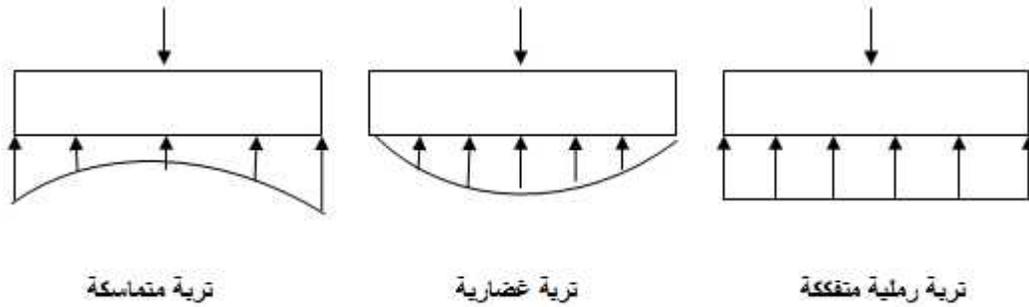
قدرة تحمل التربة والضغط المسموح به

توزيع الاحمال

من المعروف ان توزيع الاحمال على التربة تحت الاساسات الصلبة والمرنة لا يكون خطيا، بل يخضع الى علاقات وصيغ رياضية معقدة، علاوة على ذلك فإن هذه المسألة ليست محددة. الا انه يتم اللجوء الى طرق تقريبية بسيطة، التي تسهل الامر من خلال اعتبار ان توزيع الاحمال ذي شكل خطي ومن هذه الطرق ما يوضحه جولد (٣-١) الذي يوجز ما يسمى بطريقة (كيرن) مع العلم بأن هذا التقريب يكون اقرب للصحة في الاساسات الصلبة . جدول (٣-١) شكل توزيع الاحمال على التربة . كما ويبين الشكل (٣-٧) توزيع الاحمال على التربة .

(-) قيم الضغط المسموح حسب طريقة كيرن.

قيمة الاجهاد المسموح به Kg/cm ²	نوع التربة	قيمة الاجهاد المسموح به Kg/cm ²	نوع التربة
٥ - ٤	رمل وحصا مندمج	٠.٥ - ٠	ردم
١٦	حجر جيرى	٢ - ١	طين متماسك
١٦ - ٦	صخور متوسطة الصلابة	٤ - ٢	طين شديد التماسك
		1 - 0.5	طين ضعيف جدا



(-) توزيع الاحمال على التربة .

" Q_{ull} "

..

إن قدرة تحمل التربة تتعلق بخصائصها الفيزيائية والميكانيكية عموماً، وبزاوية الاحتكاك الداخلي فيها على وجه الخصوص. إذ يتم الحصول على قدرة تحمل التربة، بطرق عديدة. فهي إما تحسب تحليلياً، أو تؤخذ من مواصفات قياسية (جدولية أو بيانية) مختصة بذلك. إلا أن الطرق التحليلية لحساب (Q_{ull}) كثيرة ومعقدة.. فهي قد تعتمد على نظريات المرونة أو نظريات اللدونة (التوازن اللدن). حيث يعبر مصطلح قدرة تحمل التربة العظمى بـ " Q_{ull} " عن الضغط (الاجهاد) الذي تتعرض له المساحة الملامسة للتربة من الأساس، والذي تنهار معه التربة بسبب القص، أو الذي يحدث فيه هبوطاً كلياً أو فروقاً في الهبوط تزيد عما هو مسموح به. حيث إن تحمل التربة المسموح به هو الضغط الذي تكون معه التشوهات "خطية". وسنرمز لهذا الاجهاد بـ " Q_{all} " والذي يمكن أن يسمى أحياناً بالضغط القياسي. يتم حساب قيمة الضغط (الاجهاد) المسموح به " Q_{all} " من حاصل قسمة " Q_{ull} " على معامل أمان مناسب يتراوح بين (٢-٥) عادة.

$$Q_{all} = Q_{ull} / F.s \quad \dots\dots\dots(1)$$

.. الضغط المسموح به " Q_{all} "

وهناك عدة نظريات لحساب الضغط المسموح به " Q_{all} " ومنها:-
١- نظرية المرونة .

يتم حساب Q_{all} باستخدام هذه النظرية عندما تكون التربة في طور التراص أي إن العلاقة بين الاجهاد والهبوط علاقة خطية، إذ لا تظهر مناطق توازن حدّي داخل القاعدة الترابية الذي تؤدي إلى انهيارها بشكل كامل، وتكون قدرة تحمل قدرة تحمل التربة مرتبطة بالعناصر التالية .

$$Q_{all} = \left(\square, C, \square, B, F(D_f) \right) \quad \dots\dots\dots(2)$$

حيث :

D_f : عمق التأسيس الذي يقاس من اخفض نقطة من سطح الارض الى اسفل الاساس.

B : البعد الاصغر للاساس.

□_{soil} : الوزن الحجمي للتربة.

C : شدة التماسك.

ملاحظة ... العلاقة بين المتغيرات علاقة جمع وليس ضرب "فعلى اعتبار أن $D_f=0$ اي أن قدرة تحمل التربة تساوي صفرا . وهذا غير منطقي وبذلك تكون علاقة جمع .

٢- وفق النظرية الحديدية .

يتم حسابها من خلال عدة طرق .

أ- $C \neq 0, \phi = 0$ حيث ان قيمة Q_{ull} تقاس حسب المعادلة التالية :-

$$Q_{ull} = \phi \cdot D_f + 4C \quad \dots\dots\dots(3)$$

ب- رانكين $C=0, \phi \neq 0$ حيث ان قيمة Q_{ull} تقاس حسب المعادلة التالية :-

$$Q_{ull} = \phi \cdot D_f \cdot K_p^2 \quad \dots\dots\dots(4)$$

ج- $Q_{ul} = F(D_f, B, \phi, C)$ حيث ان قيمة Q_{ull} تقاس حسب المعادلة التالية :-

$$Q_{ull} = 0.5 \phi \cdot B \cdot N_\phi + \phi \cdot D_f \cdot N_q + C \cdot N_c \quad \dots\dots\dots(5)$$

د- $C \neq 0, \phi \neq 0$ حيث ان قيمة Q_{ull} تقاس حسب المعادلة التالية :-

$$Q_{ull} = \phi \cdot D_f \cdot K_p^2 + 2C \left(\frac{\sqrt{K_p}}{K_a} + \frac{\sqrt{K_a}}{K_a} \right) \quad \dots\dots\dots(6)$$

حيث ان قيمة الضغط المسموح به Q_{all} وفق النظرية الحديدية يقاس من خلال المعادلة التالية .

$$Q_{all} = \phi D_f + \frac{4C}{F_s} \quad \dots\dots\dots(7)$$

كما ويقاس "Constant of active pressure" K_a & "Constant of passive pressure" K_p

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad \dots\dots\dots(8)$$

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad \dots\dots\dots(9)$$

حيث أن N_c, N_q, N_ϕ عوامل قدرة تحمل التربة كما يبين جدول (2-3) .

٣- نظرية التوازن اللدن وفق للاساسات السطحية لأشكال مختلفة . "C=0,, $\phi \neq 0$ "

أ- الاساسات على تربة غضاريفية .

اساس مستمر - $Q_{ull} = \square . D_f + C.$

N_c

اساس دائري - $Q_{ull} = \square . D_f + 1.3 C.$

N_c

اساس مربع او مستطيل - $Q_{ull} = C . N_c (1 + 0.3 \frac{L}{B}) + \square . D_f$

حيث L طول المستطيل ، B عرض المستطيل .

- الاساسات على تربة في الحالة العادية .

اساس مستمر - $Q_{ull} = \gamma . D_f . N_q + 5 \gamma . B . N \gamma + C.$

N_c

اساس دائري - $Q_{ull} = \square . D_f . N_q + 6 \square . R . N \square + 1.3 C.$

N_c

اساس مربع او مستطيل - $Q_{ull} = \square . D_f . N_q + C . N_c (1 + 3 \frac{L}{B}) + 4 \square . B . N \square$

حيث ان R نصف قطر الاساس الدائري .

(-) قيم N_c, N_q, N

\square	N_c	N_q	$N \square$
٠	5.14	1	0
٥	6.48	1.57	0.09
١٠	8.34	2.47	0.47
١٥	10.97	3.94	1.42

٢٠	14.83	6.40	3.54
٢٥	20.72	10.66	8.11
٣٠	30.14	18.40	18.08
٣٥	46.13	33.29	40.08
٤٠	75.32	64.18	95.41
٤٥	133.89	134.85	240.85
٥٠	266.89	318.96	681.84

اختيار نوع الأساس

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

الا ان دراسة موقع المنشأة وتربة التأسيس، تعتبر من اهم هذه المعلومات لكونها على صلة مباشرة بعملية التصميم لذلك يتوجب علينا قبل تحديد نوع الاساسات القيام بزيارة ميدانية الى الموقع، بغية معاينة الموقع والتأكد من وجود او عدم وجود منشآت مجاورة .وبالتالي تكوين تصور اولي عن كيفية تنفيذ اعمال الحفر والصب اضافة الى وضع اقتراحات مبدئية عن طريق تدعيم الحفريات لمنعها من الانهيار. الا اننا نلاحظ من خلال الموقع العام وجود منشآت مجاورة على منسوب التأسيس اخفض من منسوب التأسيس للمبنى المراد تصميمه . وأن طبيعة الارض ليست بحاجة الى جدران استنادية اثناء الحفر للمبنى المراد تصميمه لان قطعة الارض سهلية وليست جبلية .

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

ومن اهم المعلومات التي يحتاجها المصمم عن تربة التأسيس :-

١- قدرة التحمل العظمى للتربة " Q_{ull} " والتحمل المسموح به " Q_{all} " .

٢- ارتفاع منسوب المياه الجوفية (Water Table) إن وجدت .

٣- الهبوط المسموح به للتربة .

٤- عمق التأسيس المقترح .

٥- الخصائص الأخرى للتربة كالاحتكاك والتماسك وغيرها.

ان هذه المعلومات اضافة الى طبيعة المنشأة وقيم الحمولات المطبقة وشكل توزيعها على الاساسات، يلعب الدور الرئيسي في اختيار نوع الاساس . وجدير بالذكر أن قدرة تحمل التربة هي 200 Kg/cm^2 ، وأنه لا وجود لمياه جوفية على عمق 30 م .

Chapter Four

Structural Analysis & Design

4

4.1 Introduction

4.2 Determination of Slab Thickness

4.3 Determination of Factored Load of ribs

4.4 Design of topping

4.5 Design of Rib(R2)

4.6 Design of Beam(B32)

4.7 Design of column(C3&31)

4.1 Introduction:-

The project consists of several structural elements that will be designed according to the ACI code and by using computer software built on finite element method such as ATIR in this semester, and STAADpro, Safe And Etabs to find the internal forces, deflections, Shear and moments for the all structural element in order to design them in next semester.

4.2 Determination of Slab Thickness:-



Figure (4-1): First Floor Slab.

According to ACI-Code-318-05, the minimum thickness of nonprestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

$$h_{\min} \text{ for one-end continuous} = L/18.5$$

$$= 526/18.5 = 28.43 \text{ cm.}$$

$$h_{\min} \text{ for both-end continuous} = L/21$$

$$= 670/21 = 31.9 \text{ cm}$$

$$h_{\min} \text{ for simply supported} = L/16$$

$$= 526/16 = 32 \text{ cm}$$

The controller slab thickness is 32 cm.

But by deflection checked it was controlled at 32 cm thickness.

so

Select Slab thickness **h= 32cm** with block 24 cm & Topping 8cm.

4.3 Determination of Factored Load of ribs

4.3.1 Determination of Dead load

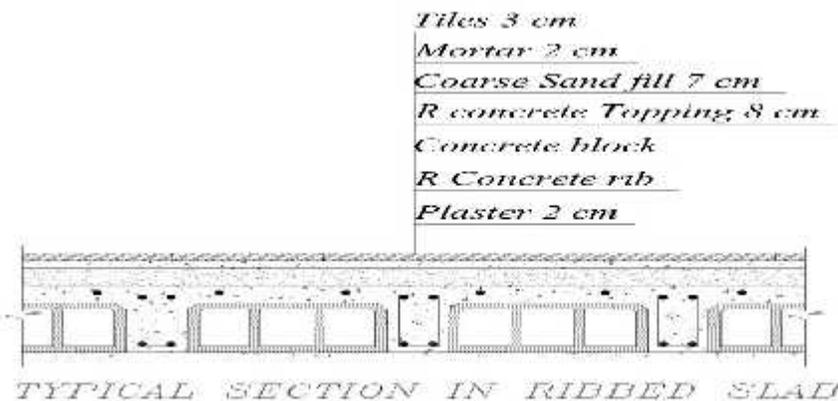


Figure (4-2): Thickness of Material.

(-) : الاحمال الميتة على العقود.

Type	b h	KN/m/rib
Tiles	0.03*0.52*22	0.3432
Mortar	0.02*0.52*22	0.2288
Sand	0.07*0.52*17	0.6188
Topping	0.08*0.52*25	1.04
Hollow block	0.4*0.24*10	0.96
Plaster	0.02*0.52*22	0.2288
R.C rib	0.12*0.24*25	0.72
Partitions	1.25*0.52	.65
Sum		4.79

4.3.2 Determination of live load:-

Nominal Total live load = $2.00 * 0.52 = 1.04 \text{ kN/m}$ of rib

4.3.3 Determination of factored dead & live load

Factored dead load = $1.2 * \text{Dead load} = 1.2 * 4.79 = 5.748 \text{ KN/m}$ of rib.

Factored Live load = $1.6 * \text{live load} = 1.6 * 1.04 = 1.664 \text{ KN/m}$ of rib.

4.4 Design of Topping:-

4.4.1 Determination of dead load of topping

Used $f_y = 420 \text{ MPa}$ & $f_c' = 24 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned} \text{Dead load of topping} &= W_{\text{topping}} + W_{\text{tiles}} + W_{\text{sand}} + W_{\text{mortor}} + W_{\text{partiones}} \\ &= 1.04 + 0.3432 + 0.6188 + 0.2288 + 0.65 = 2.8808 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\text{Total Dead Load} = 2.8808 / 0.52 = 5.54 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Live Load} = 2.00 \text{ KN/m}^2. \text{ (for Stores)}$$

$$W_u = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL}$$

$$= 1.2 * 5.54 + 1.6 * 2.00 = 9.848 \text{ KN/m}^2. \text{ (Total Factored Load)}$$

4.4.2 Design of flexure

$$M_u = \frac{W_u \times l^2}{12} = \frac{9.848 \times (0.4)^2}{12} = 0.131 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 0.42 \sqrt{f_c'} \times \frac{b \times h^2}{6} \\ &= 0.42 \sqrt{24} \times \frac{1000 \times 80^2}{6} = 2.195 \text{ kN.m.} \end{aligned}$$

$$w \times M_n = 0.55 * 2.195 = 1.207 \text{ kN.m.}$$

$$w \times M_n = 1.207 \text{ kN.m} > M_u = 0.131 \text{ kN.m.}$$

No structural reinforcement is required.

Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided

For the shrinkage and temperature reinforcement:

$$\dots = 0.0018 \quad \text{ACI-318-02 (7.12.2)}$$

$$A_{s \min} = \dots \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 80 = 144 \text{ mm}^2 / \text{m}.$$

Use 1 $\frac{8}{25}$ cm (4 $\frac{8}{1}$ m), with $A_s = 200 \text{ mm}^2 / \text{m}$ in both directions.

$A_s = 200 \text{ mm}^2 / \text{m} > A_{s \min} = 144 \text{ mm}^2 \quad \text{Ok}$

$$S = 3 h = 3 \times 80 = 240 \text{ mm (control)}$$

$$S = 450 \text{ mm}$$

$$S = 300 \times 280 / f_s - 2.5 C_c = 300 \times 280 \times 3/2 \times 420 - 2.5 \times 20 = 250 \text{ mm}$$

$$S = 300 \times 280 / f_s = 300 \times 280 \times 3/2 \times 420 = 300 \text{ mm}$$

Use $S = 200 \text{ mm} < S_{\max} = 240 \text{ mm}$

Use 8 @ 20cm c/c in both directions.

4.5 Design of Rib 2 :-

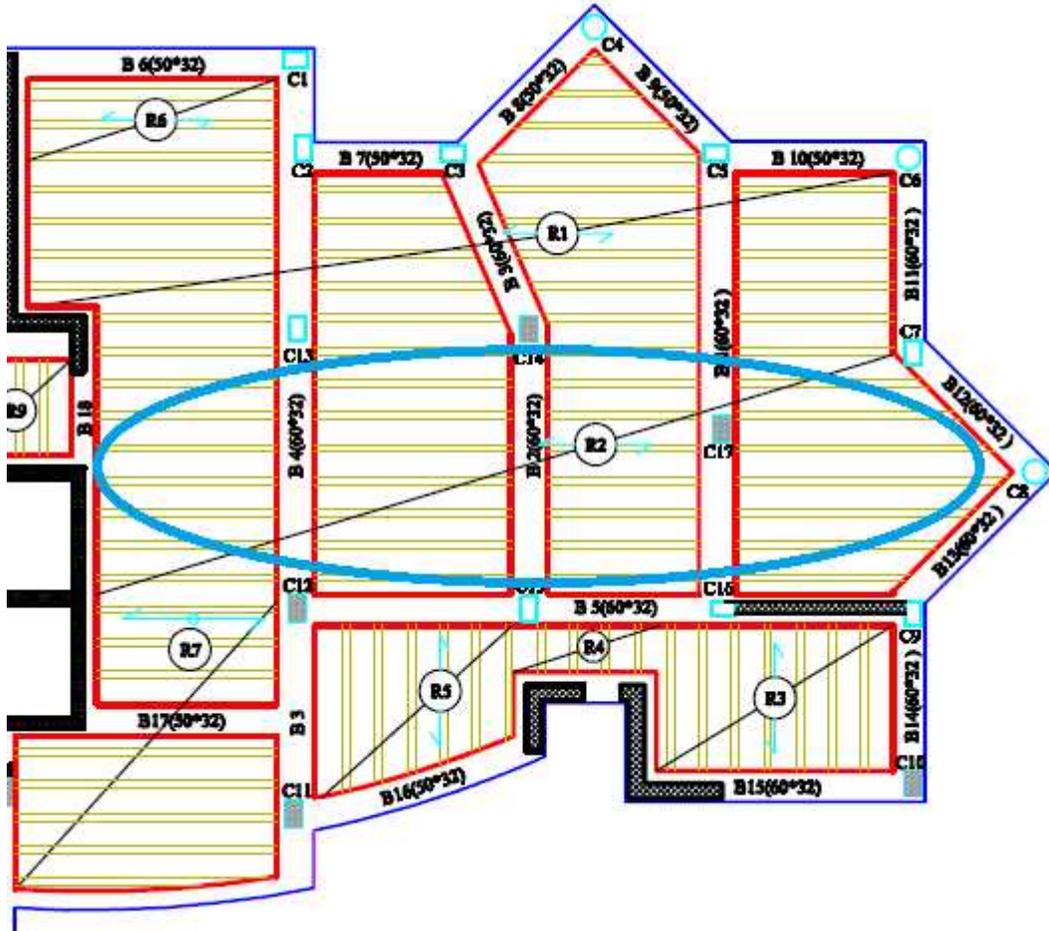


Figure (4-3): Structural Plane of Rib2

Geometry Units: meter, mm

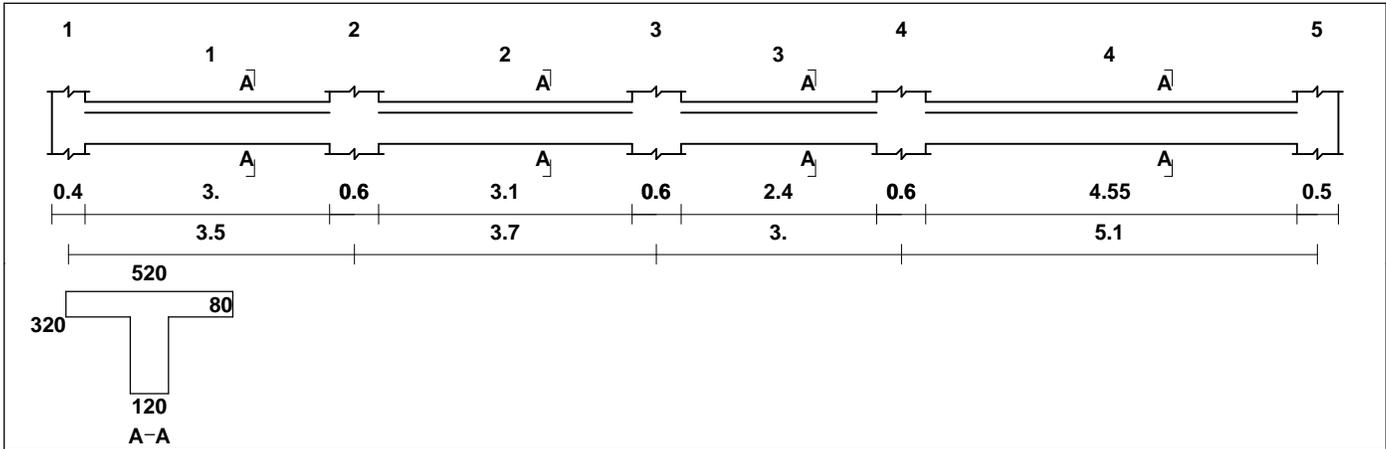


Figure (4-4): Rib2 geometry.

Loading

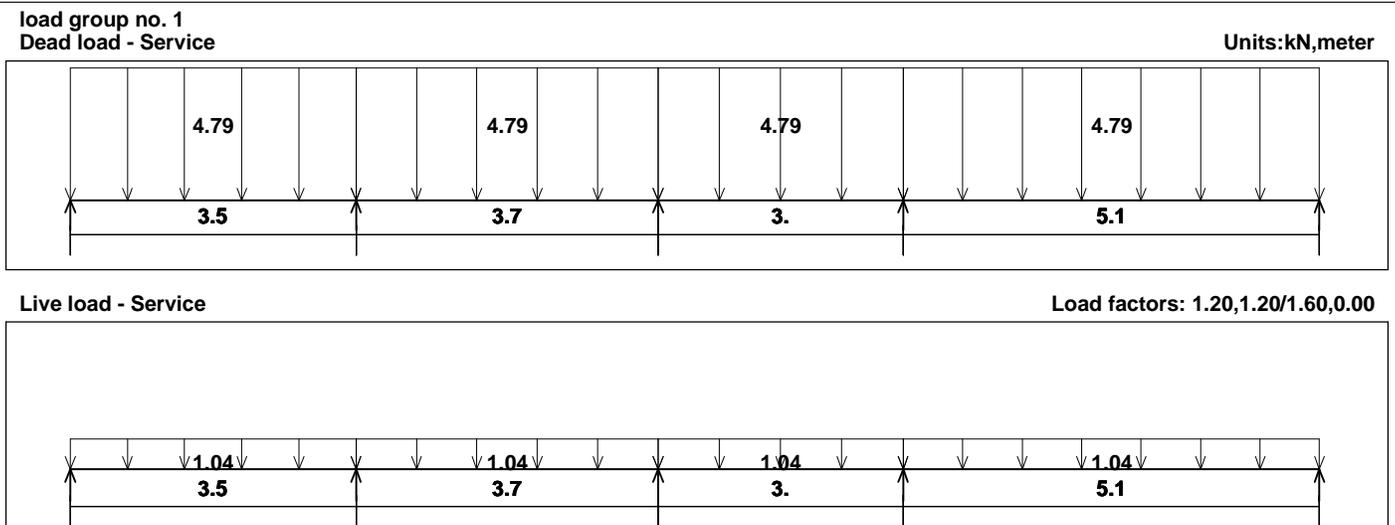


Figure (4-5) : loading of Rib 2

Moments: spans 1 to 4

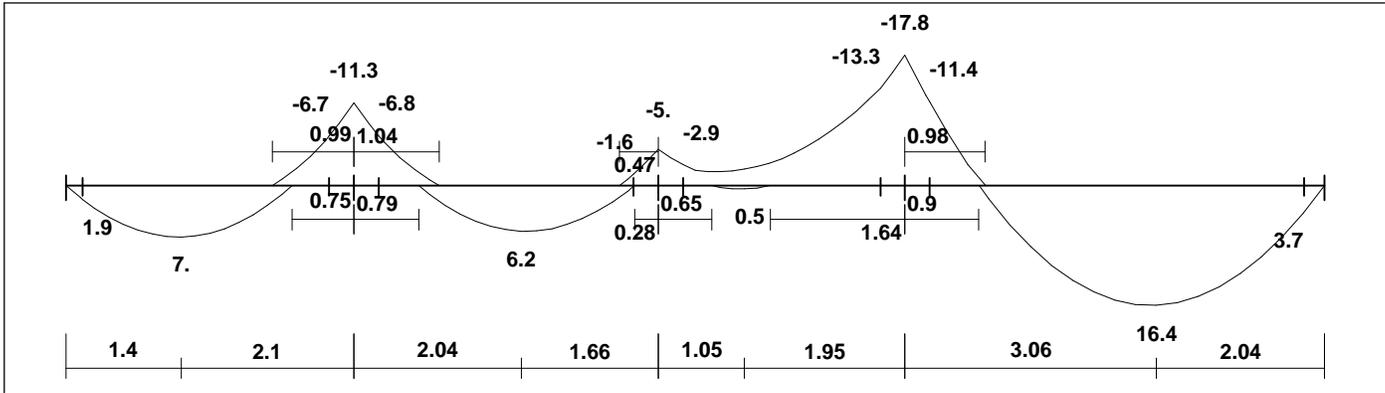
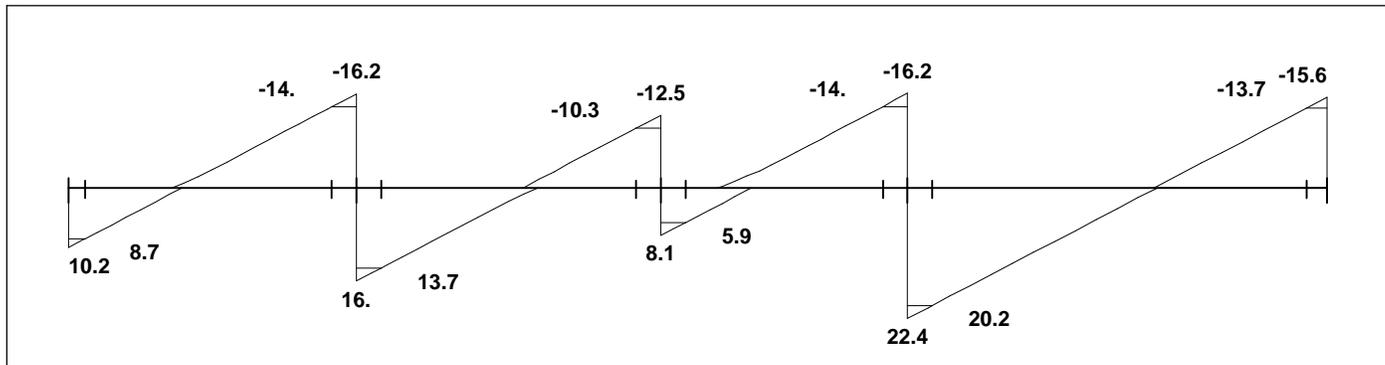


Figure (4-6) : Moment Envelop of rib 2.

Shear



Reactions

Factored					
	1.4	2.1	2.04	1.66	1.05
DeadR	7.61	24.68	14.15	29.52	11.99
LiveR	2.59	7.46	6.48	9.11	3.59
MaxR	10.19	32.14	20.63	38.64	15.58
MinR	7.22	27.71	14.59	31.49	11.86
Service					
DeadR	6.34	20.57	11.79	24.6	9.99
LiveR	1.62	4.66	4.05	5.7	2.24
MaxR	7.95	25.23	15.84	30.3	12.23
MinR	6.1	22.46	12.07	25.83	9.91

Figure (4-7) : Shear Envelop of rib 2.

4.5.1 Design of flexure:-

- **Effective Flange width (b_E)ACI-318-02 (8.10.2)**

b_E For T- section is the smallest of the following:

$$b_E = L / 4 = 5.1 / 4 = 127.5 \text{ cm}$$

$$b_E = 12 + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 \text{ cm}$$

$$b_E \leq \text{center to center between rib} = 52 \text{ cm}$$

Control 52cm

- **Check rectangular section or T-section**

$$bw = 12\text{cm}, h = 32\text{cm}$$

$$d = 320 - 20 - 8 - 7 = 285\text{mm}$$

$$Mu_{\max} = 16.4 \text{ KN .m}$$

$$Mn_f = 0.85 * f_c * bf * hf * d - \frac{hf}{2}$$

$$Mn_f = 0.85 * 24 * 0.52 * 0.08 * \left(285 - \frac{0.08}{2} \right) * 10^3 = 207.917 \text{ KN .m}$$

$$\Phi Mn_f = 0.9 * 207.917 = 187.125 \text{ KN .m} \gg Mu_{\max}$$

rectangular section

4.5.2 Design of Positive moment of rib 2:

4.5.2.1 Design of Span 4

$$Mu = 16.4 \text{ KN.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{16.4}{0.9} = 18.22 \text{ KN.m}$$

$$As_{\min} = 0.25 * \frac{\sqrt{fc'}}{(fy)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy} (bw)(d) \dots\dots\dots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{(420)} (120)(285) \geq \frac{1.4}{420} (120)(285)$$

$$As_{\min} = 99.73 < 114 \dots\dots\dots \text{the larger is control}$$

$$As_{\min} = 114 \text{ mm}^2$$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$Kn = \frac{18.22 * 10^6}{520 * (285)^2} = 0.431 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$= \frac{1}{m} (1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}})$$

$$= \frac{1}{20.6} (1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.431)}{420}}) = .00104$$

$$A_{\text{req}} = \rho * b * d = 0.00104 * 520 * 285 = 153.88 \text{ mm}^2$$

$$153.88 \text{ mm}^2 > As_{\min} = 114 \text{ mm}^2$$

Use $12 \gg \# \text{ of bar} = \frac{153.88}{113.1} = 1.36$

* Note $A_{12} = 113.1 \text{ mm}^2$

Then we select (2)bars 12 $A_s \text{ provided} = 2 * 113.1 = 226.2 \text{ mm}^2$

- Check for strain :

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$$

$$226.2 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$$

$$a = 8.96 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.96}{0.85} = 10.54 \text{ mm}$$

$$v_s = \left(\frac{285}{10.54} - 1 \right) * 0.003$$

$$v_s = 0.078 > 0.005 \quad \text{ok}$$

4.5.2.2 Design of Span 1

$$Mu = 7 \text{ KN .m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{7}{0.9} = 7.78 \text{ KN .m}$$

$$A_{s_{\min}} = 0.25 * \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (bw)(d) \dots \dots \dots (ACI - 10.5.1)$$

$$A_{s_{\min}} = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{(420)} (120)(285) \geq \frac{1.4}{420} (120)(285)$$

$$A_{s_{\min}} = 99.73 < 114 \dots \dots \dots \text{the larger is control}$$

$$A_{s_{\min}} = 114 \text{ mm}^2$$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$K_n = \frac{7.78 * 10^6}{520 * (285)^2} = 0.184 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.184)}{420}} \right) = .00044$$

$$A_{req} = \rho * b * d = 4.4 * 10^{-4} * 520 * 285 = 65.27 \text{ mm}^2$$

$$65.27 \text{ mm}^2 < A_{s_{min}} = 114 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } 10 \gg \# \text{ of bar} = \frac{114}{78.5} = 1.45$$

* Note $A_{10} = 78.5 \text{ mm}^2$

Then we select (2) bars 10 $A_s \text{ provided} = 2 * 78.5 = 157 \text{ mm}^2$

- Check for strain :

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$226 * 420 = 0.85 * 520 * 24 * a$$

$$a = 8.95 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.95}{0.85} = 10.53 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{286 - 10.53}{10.53} * 0.003$$

$$v_s = 0.078 > 0.005$$

OK

4.5.3 Design of Negative moment of rib 2:

4.5.3.1 Design of support (4)

$$Mu = 13.3 \text{ KN .m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{13.3}{0.9} = 14.78 \text{ KN .m}$$

$$As_{\min} = 0.25 * \frac{\sqrt{fc'}}{(fy)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy} (bw)(d) \dots\dots\dots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{(420)} (120)(285) \geq \frac{1.4}{420} (120)(285)$$

$$As_{\min} = 99.73 < 114 \dots\dots\dots \text{the larger is control}$$

$$As_{\min} = 114 \text{ mm}^2$$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$Kn = \frac{14.78 * 10^6}{120 * (285)^2} = 1.516 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$= \frac{1}{m} (1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}})$$

$$= \frac{1}{20.6} (1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(1.516)}{420}}) = 3.755 * 10^{-3}$$

$$A_{req} = * b * d = 4.32 * 10^{-3} * 120 * 285 = 128.42 \text{ mm}^2$$

$$128.42 \text{ mm}^2 > As_{\min} = 114 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } 10 \gg \# \text{ of bar} = \frac{128.42}{78.5} = 1.64$$

$$* \text{ Note } A_{10} = 78.5 \text{ mm}^2$$

Then we select (2) bars 10 $A_s \text{ provided} = 2 * 78.5 = 157 \text{ mm}^2$

- Check for strain :

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$$

$$157 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$$

$$a = 26.94 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{s_1} = \frac{26.94}{0.85} = 31.69 \text{ mm}$$

$$v_s = \left(\frac{285}{31.69} - 1 \right) * 0.003$$

$$v_s = 0.024 > 0.005 \quad \text{OK}$$

4.5.4 Design of shear of rib(R2) :

4.5.4.1 Design of Span 4

ACI – 318 – Categories for shear design:

$$V_u = 20.2 \text{ kN}$$

Use 8 with two legs

$$A_v = 2 * 50 = 100 \text{ mm}^2$$

$$1. \text{ Item 1: } \frac{\Phi}{2} V_c \geq V_u$$

$$\Phi V_c = \Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{6} * b_w * d$$

$$\Phi V_c = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 120 * 285 * 10^{-3} = 20.94 \text{ Kn}$$

$$\frac{\Phi}{2} V_c = \frac{20.94}{2} = 10.47 \text{ Kn}$$

$$\text{Since } \frac{\Phi}{2} V_c \leq V_u$$

Not control

2. Item 2

$$\frac{1}{2} \Phi V_c \leq V_u \leq \Phi V_c$$

$$\Phi V_c = 20.94 \text{ kn}$$

$$\frac{1}{2} \Phi V_c = \frac{20.94}{2} = 10.47 \text{ Kn}$$

$$10.47 \leq 16 \leq 20.94$$

control

Minimum shear reinforcement is required except joist construction

No shear reinforcement is required

1. Item 3

$$\Phi V_c \leq V_u \leq \Phi (V_c + V_{s_{\min}})$$

$$\Phi V_{s_{\min}} \geq \frac{\Phi}{3} \times bw \times d$$

$$\Phi V_{s_{\min}} = 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) \times 120 \times 285 \times 10^{-3} = 8.55 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{s_{\min}} \geq \frac{1}{16} \times \sqrt{f_c'} \times bw \times d$$

$$\Phi V_{s_{\min}} = \frac{1}{16} \times \sqrt{24} \times 120 \times 285 \times 10^{-3} = 10.47 \text{ KN control}$$

$$\Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}} = 20.94 + 10.47 = 31.41 \text{ kN}$$

$$\boxed{V_u = 23.1 \text{ kN} < \Phi (V_c + V_{s_{\min}}) = 31.41 \text{ kN control}}$$

Minimum shear reinforcement is required

$$\frac{A_v}{S_{req}} \geq \frac{1}{3} \frac{bw}{fy}$$

$$\frac{A_v}{S_{req}} \geq \frac{1}{16} \frac{\sqrt{fc'}}{fy} \times bw$$

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} \leq 600$$

$$\frac{A_v}{S_{req}} \geq \frac{1}{3} \frac{bw}{fy} \Rightarrow S_{req} = \frac{3 \times 2 \times 50 \times 420}{120} = 1050mm$$

$$\frac{A_v}{S_{req}} \geq \frac{1}{16} \frac{\sqrt{fc'}}{fy} \times bw \Rightarrow S_{req} = \frac{2 \times 50 \times 16 \times 420}{\sqrt{24} \times 120} = 1143mm$$

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} \leq 600 \Rightarrow S_{max} = \frac{285}{2} = 142.5mm$$

Then Select $S = 140mm < \frac{d}{2} \dots \dots \dots ok$

Select 2 leg 8 @ 14 cm c/c

4.5.4.2 Design of Span 3

ACI – 318 – Categories for shear design:

$$V_u = 16 \text{ kN}$$

Use 8 with two legs

$$A_v = 2 \times 50 = 100 \text{ mm}^2$$

1. Item 1

$$\frac{1}{2} \Phi V_c \geq V_u$$

$$\Phi V_c = \Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_w \times d$$

$$= \Phi V_c = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 120 \times 285 \times 10^{-3} = 20.94 \text{ kN}$$

$$\text{Since } \frac{1}{2} \Phi V_c = \frac{20.94}{2} = 10.47 \text{ Kn}$$

$$V_u \geq \frac{1}{2} \Phi V_c \text{ Not control}$$

2. Item 2

$$\frac{1}{2} \Phi V_c \leq V_u \leq \Phi V_c$$

$$\Phi V_c = 20.94 \text{ kn}$$

$$\frac{1}{2} \Phi V_c = \frac{20.94}{2} = 10.47 \text{ Kn}$$

$$10.47 \leq 16 \leq 20.94$$

Minimum shear reinforcement is required except joist construction

No shear reinforcement is required

4.6 Design of Beam (B32) :

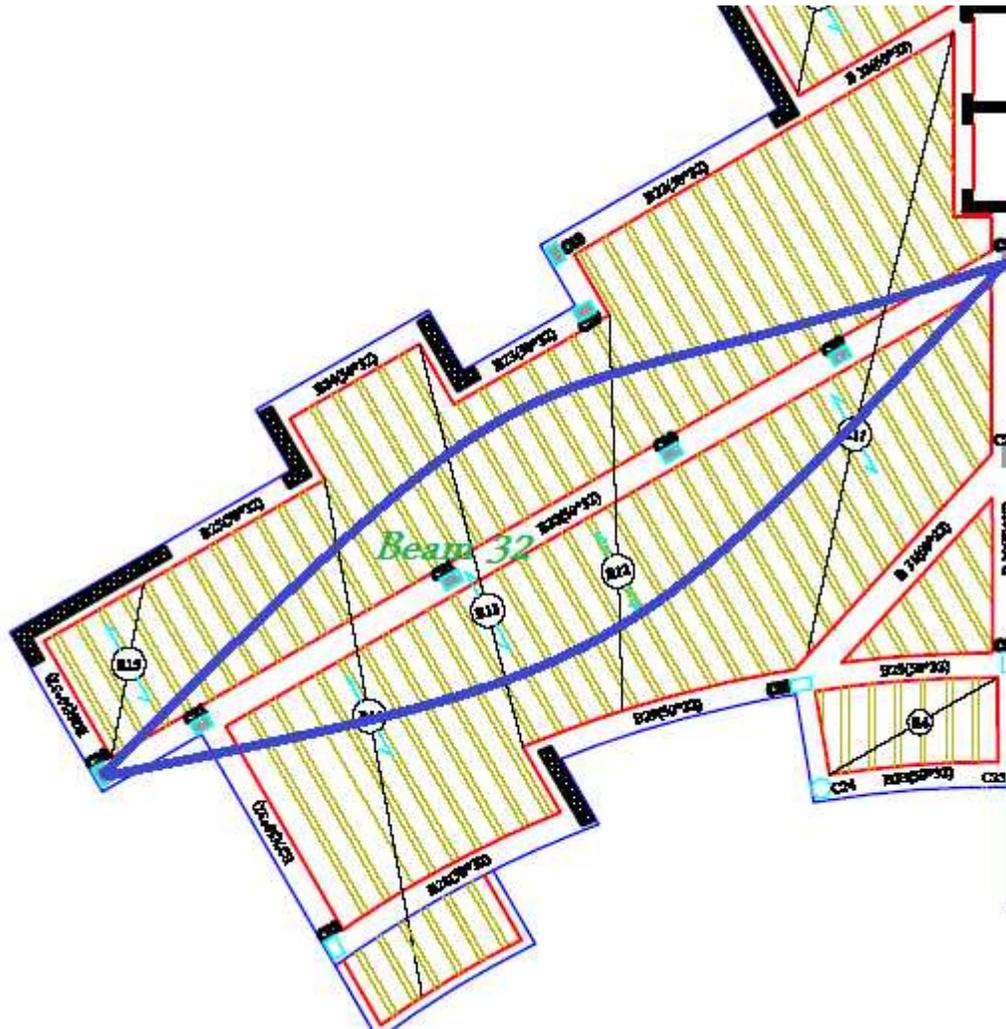


Figure (4-8) : Beam Plan

Geometry Units: meter, cm

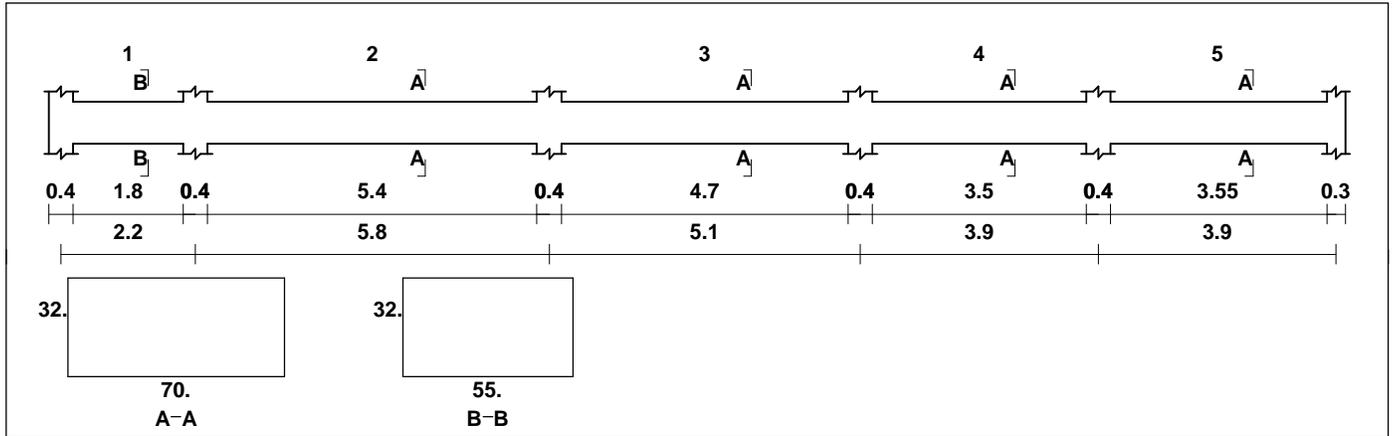
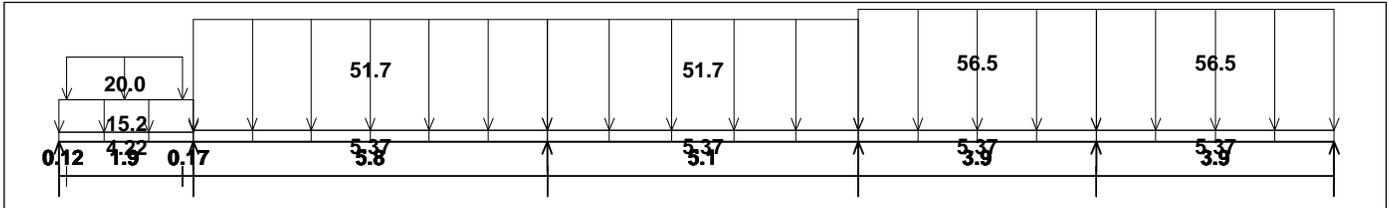


Figure (4-9): Beam Geometry

Loading

load group no. 1
Dead load - Service

Units: kN, meter



Live load - Service

Load factors: 1.20, 1.20/1.60, 0.00

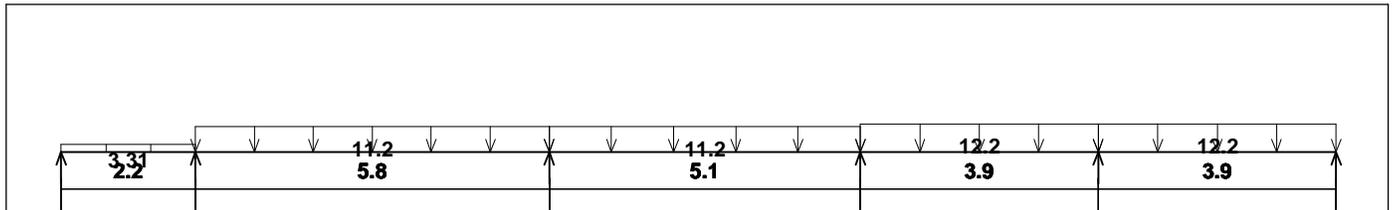
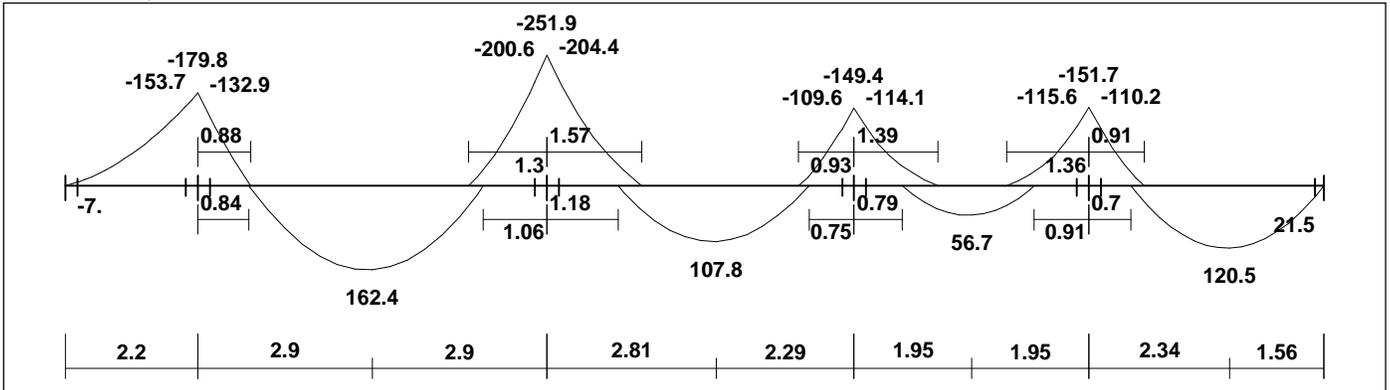


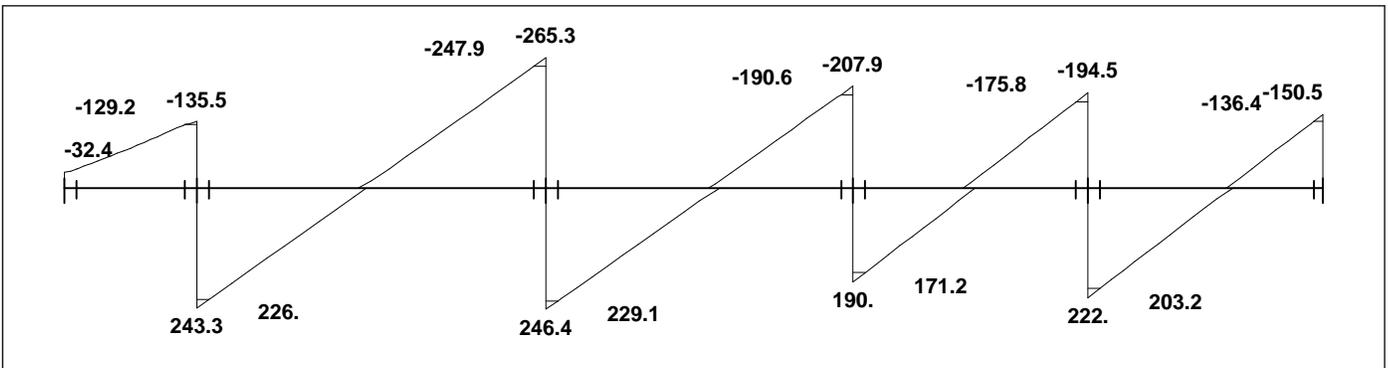
Figure (4-10) : Load of beam

Moment/Shear Envelope (Factored) Units:kN, meter

Moments: spans 1 to 5



Shear



Reactions

Factored							
DeadR	-13.56	299.25	401.34	300.4	320.75	115.46	
LiveR	-18.88	79.53	110.34	97.5	95.77	35.02	
MaxR	-4.58	378.78	511.68	397.9	416.51	150.48	
MinR	-32.45	296.63	446.86	323.34	352.36	110.96	
Service							
DeadR	-11.3	249.37	334.45	250.34	267.29	96.22	
LiveR	-11.8	49.71	68.96	60.93	59.85	21.88	
MaxR	-5.69	299.08	403.41	311.27	327.14	118.1	
MinR	-23.1	247.74	362.9	264.67	287.05	93.4	

Figure (4-11) : Moment/Shear Envelop for Beam

4.6.1 Check single Section or Doubly section

$$Mn_{max} = 0.85 * fc * b * a * d - \frac{a}{2}$$

$$C = 3/7 * d = 3/7 * 260 = 111.43 \text{ mm}$$

$$a = 111.43 * 0.85 = 94.71 \text{ mm}$$

$$Mn_{max} = 0.85 * 24 * 700 * 94.71 * 260 - \frac{94.71}{2} * 10^6 = 287.59 \text{ KN .m}$$

$$\phi = 0.65 * \frac{250}{3} * 0.004 - 0.002 = 0.82$$

$$\phi Mn_{max} = 0.82 * 287.59 = 235.83 \text{ KN .m} \gg Mu_{max} = 204.4 \text{ KN .m}$$

❖ **Singly section**

4.6.2 Design of Negative Moment

4.6.2.1 Design of support 2

$$, h = 32 \text{ cm}$$

$$d = 320 - 40 - 10 - 10 = 260 \text{ mm}$$

$$Mu = -153.7 \text{ KN .m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{175.2}{0.9} = 194.67 \text{ KN .m}$$

$$As_{min} = 0.25 * \frac{\sqrt{fc'}}{(fy)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy} (bw)(d) \dots\dots\dots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{(420)} (700)(260) \geq \frac{1.4}{420} (700)(260)$$

$$As_{min} = 530.72 < 606.67 \dots\dots\dots \text{the larger is control}$$

$$A_{s_{\min}} = 606.67 \text{ mm}^2 \quad \text{Cont}$$

$$K_n = \frac{M_n}{b * d^2}$$

$$K_n = \frac{170.78 * 10^6}{700 * (260)^2} = 3.61 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(3.61)}{420}} \right) = .0095$$

$$A_{\text{req}} = \rho * b * d = .0095 * 700 * 260 = 1729 \text{ mm}^2$$

$$1729 \text{ mm}^2 > A_{s_{\min}} = 606.67 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } 16 \gg \# \text{ of bar} = \frac{1729}{201.06} = 8.6$$

Then we select (9) bars 16 $A_s \text{ provided} = 9 * 201.06 = 1809.54 \text{ mm}^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$1809.54 * 420 = 0.85 * 24 * 700 * a$$

$$a = 53.22 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\rho_1} = \frac{53.22}{0.85} = 62.61 \text{ mm}$$

$$v_s = \left(\frac{260}{62.61} - 1 \right) * 0.003$$

$$v_s = 0.0095 > 0.005$$

- Check for spacing between the bar

$$S = \frac{700 - 2 * 40 - 2 * 10 - 9 * 16}{8}$$

$$S = 57 \text{ mm} \quad 25 \text{ mm}$$

$$d_b = 16 \text{ mm}$$

4.6.2.2 Design of support 3

$$Mu = -204.4 \text{ KN .m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{204.4}{0.9} = 227.11 \text{ KN .m}$$

$$As_{\min} = 0.25 * \frac{\sqrt{fc'}}{(fy)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy} (bw)(d) \dots\dots\dots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{(420)} (700)(260) \geq \frac{1.4}{420} (700)(260)$$

$$As_{\min} = 530.72 < 606.67 \dots\dots\dots \text{the larger is control}$$

$$As_{\min} = 606.67 \text{ mm}^2 \quad \text{Cont}$$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$Kn = \frac{227.11 * 10^6}{700 * (260)^2} = 4.8 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}} \right)$$

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(4.8)}{420}} \right) = .0132$$

$$A_{req} = \rho \cdot b \cdot d = .0132 \cdot 700 \cdot 260 = 2402.4 \text{ mm}^2$$

$$2402.4 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 606.67 \text{ mm}^2$$

Use 12 #16

Then we select (12) bars #16 $A_s \text{ provided} = 12 \cdot 201.06 = 2412.72 \text{ mm}^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

$$A_s \cdot f_y = 0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot a$$

$$2412.72 \cdot 420 = 0.85 \cdot 24 \cdot 700 \cdot a$$

$$a = 70.96 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{70.96}{0.85} = 83.5 \text{ mm}$$

$$v_s = \left(\frac{260}{83.5} - 1 \right) \cdot 0.003$$

$$v_s = 0.0063 \geq 0.005$$

- **Check for spacing between the bar**

$$S = \frac{700 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 10 - 12 \cdot 16}{11}$$

$$S = 37.1 \text{ mm} \quad 25 \text{ mm}$$

$$d_b = 16 \text{ mm}$$

4.6.2.3 Design of support 4

$$M_u = -114.1 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{114.1}{0.9} = 126.78 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s_{min}} = 0.25 * \frac{\sqrt{f_c'}}{(f_y)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (bw)(d) \dots \dots \dots (ACI - 10.5.1)$$

$$A_{s_{min}} = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{(420)} (700)(260) \geq \frac{1.4}{420} (700)(260)$$

$$A_{s_{min}} = 530.72 < 606.67 \dots \dots \dots \text{the larger is control}$$

$$A_{s_{min}} = 606.67 \text{ mm}^2 \text{ Cont}$$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$Kn = \frac{126.78 * 10^6}{700 * (260)^2} = 2.68 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$= \frac{1}{m} (1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{f_y}})$$

$$= \frac{1}{20.6} (1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(2.68)}{420}}) = .0069$$

$$A_{req} = \rho * b * d = .0069 * 700 * 260 = 1249.3 \text{ mm}^2$$

$$1249.3 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 606.67 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } 16 \gg \# \text{ of bar} = \frac{1249.3}{201.06} = 6.21$$

Then we select (7) bars 16 $A_s \text{ provided} = 7 * 201.06 = 1407.42 \text{ mm}^2$

• **Check for yielding**

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$1407.42 * 420 = 0.85 * 24 * 700 * a$$

$$a = 41.40mm$$

$$c = \frac{a}{S_1} = \frac{41.40}{0.85} = 48.7mm$$

$$v_s = \left(\frac{260}{48.7} - 1\right) * 0.003$$

$$v_s = 0.013 > 0.005$$

- Check for spacing between the bar

$$S = \frac{700 - 2 * 40 - 2 * 10 - 7 * 16}{6}$$

$$S = 81.33 \text{ mm} \quad 25 \text{ mm}$$

$$db = 16 \text{ mm}$$

4.6.2.4 Design of support 5

$$bw = 120cm, h = 32cm$$

$$d = 320 - 40 - 10 - 10 = 260mm$$

$$Mu = -115.6 \text{ KN .m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{115.6}{0.9} = 128.44 \text{ KN .m}$$

$$As_{min} = 0.25 * \frac{\sqrt{fc'}}{(fy)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy} (bw)(d) \dots\dots\dots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{(420)} (700)(260) \geq \frac{1.4}{420} (700)(260)$$

$$As_{min} = 530.72 < 606.67 \dots\dots\dots \text{the larger is control}$$

$$As_{min} = 606.67 \text{ mm}^2 \text{ Cont.}$$

$$K_n = \frac{M_n}{b * d^2}$$

$$K_n = \frac{128.44 * 10^6}{700 * (260)^2} = 2.71 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(2.71)}{420}} \right) = .007$$

$$A_{req} = * b * d = .007 * 700 * 260 = 1267.1 \text{ mm}^2$$

$$1267.1 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 606.67 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } 16 \gg \# \text{ of bar} = \frac{1267.1}{201.06} = 6.3$$

Then we select (7) bars 16 $A_s \text{ provided} = 7 * 201.06 = 1407.42 \text{ mm}^2$

- **Check for yielding**

Tension= Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$1407.42 * 420 = 0.85 * 24 * 700 * a$$

$$a = 41.40 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{S_1} = \frac{41.40}{0.85} = 48.7 \text{ mm}$$

$$v_s = \left(\frac{260}{48.7} - 1 \right) * 0.003$$

$$v_s = 0.013 > 0.005$$

- Check for spacing between the bar

$$S = \frac{700 - 2 * 40 - 2 * 10 - 8 * 16}{7}$$

$$S = 67.43 \text{ mm} \quad 25 \text{ mm}$$

$$db = 16 \text{ mm}$$

4.6.3 Design of Positive Moment :

4.6.3.1 Design of Span 1

$$Mu = 162.4 \text{ KN .m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{162.4}{0.9} = 191.1 \text{ KN .m}$$

$$As_{\min} = 0.25 * \frac{\sqrt{fc'}}{(fy)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy} (bw)(d) \dots\dots\dots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{(420)} (700)(260) \geq \frac{1.4}{420} (700)(260)$$

$$As_{\min} = 530.72 < 606.67 \dots\dots\dots \text{the larger is control}$$

$$As_{\min} = 606.67 \text{ mm}^2 \quad \text{Cont}$$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$Kn = \frac{191.1 * 10^6}{700 * (260)^2} = 4.04 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}} \right)$$

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(4.04)}{420}} \right) = .011$$

$$A_{req} = \rho * b * d = .011 * 700 * 260 = 1969 \text{ mm}^2$$

$$1969 \text{ mm}^2 \geq A_{s_{min}} = 606.67 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1969 \text{ mm}^2 \text{ is control}$$

$$\text{Use } 16 \gg \# \text{ of bar} = \frac{1969}{201.06} = 9.80$$

Then we select (10) bars $16 \quad A_s \text{ provided} = 10 * 201.06 = 2010.6 \text{ mm}^2$

- **Check for yielding**

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$$

$$2010.6 * 420 = 0.85 * 24 * 700 * a$$

$$a = 59.14 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{59.14}{0.85} = 69.57 \text{ mm}$$

$$v_s = \left(\frac{260}{69.57} - 1 \right) * 0.003$$

$$v_s = 0.0082 > 0.005$$

- **Check for spacing between the bar**

$$S = \frac{700 - 2 * 40 - 2 * 10 - 10 * 16}{9}$$

$$S = 48.89 \text{ mm} \quad 25 \text{ mm}$$

$$db = 16 \text{ mm}$$

4.6.3.2 Design of Span2

$$Mu = 107.8 \text{ KN .m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{107.8}{0.9} = 119.78 \text{ KN .m}$$

$$As_{\min} = 0.25 * \frac{\sqrt{fc'}}{(fy)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy} (bw)(d) \dots\dots\dots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{(420)} (700)(260) \geq \frac{1.4}{420} (700)(260)$$

$$As_{\min} = 530.72 < 606.67 \dots\dots\dots \text{the larger is control}$$

$$As_{\min} = 606.67 \text{ mm}^2 \quad \text{Cont}$$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$Kn = \frac{119.78 * 10^6}{700 * (260)^2} = 2.53 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$= \frac{1}{m} (1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}})$$

$$= \frac{1}{20.6} (1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(2.53)}{420}}) = .0065$$

$$A_{req} = \rho * b * d = .0065 * 700 * 260 = 1175 \text{ mm}^2$$

$$1175 \text{ mm}^2 \geq As_{\min} = 606.67 \text{ mm}^2$$

$$As = 1175 \text{ mm}^2 \text{ is control}$$

$$\text{Use } 16 \gg \# \text{ of bar} = \frac{1175}{201.06} = 5.84$$

Then we select (6) bars 16 $A_s \text{ provided} = 6 * 201.06 = 1206.36 \text{mm}^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$$

$$1206.36 * 420 = 0.85 * 24 * 700 * a$$

$$a = 35.48 \text{mm}$$

$$c = \frac{a}{S_1} = \frac{35.48}{0.85} = 41.74 \text{mm}$$

$$v_s = \left(\frac{260}{41.74} - 1 \right) * 0.003$$

$$v_s = 0.016 > 0.005$$

- **Check for spacing between the bar**

$$S = \frac{700 - 2 * 40 - 2 * 10 - 6 * 16}{5}$$

$$S = 100.8 \text{ mm} \quad 25 \text{ mm}$$

$$d_b = 16 \text{ mm}$$

4.6.3.3 Design of Span 3

$$Mu = 56.7 \text{ KN.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{56.70}{0.9} = 63 \text{ KN.m}$$

$$As_{\min} = 0.25 * \frac{\sqrt{fc'}}{(fy)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy} (bw)(d) \dots\dots\dots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{(420)} (700)(260) \geq \frac{1.4}{420} (700)(260)$$

$$As_{\min} = 530.72 < 606.67 \dots\dots\dots \text{the larger is control}$$

$$As_{\min} = 606.67 \text{ mm}^2 \quad \text{Cont}$$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$Kn = \frac{63 * 10^6}{700 * (260)^2} = 1.33 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$= \frac{1}{m} (1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}})$$

$$= \frac{1}{20.6} (1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(1.33)}{420}}) = .0033$$

$$A_{req} = \rho * b * d = .0033 * 700 * 260 = 597.1 \text{ mm}^2$$

$$597.1 \text{ mm}^2 \leq As_{\min} = 606.67 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } 12 \gg \# \text{ of bar} = \frac{606.67}{113.1} = 5.36$$

Then we select (6) bars 12 $A_s \text{ provided} = 6 * 113.1 = 678.6 \text{ mm}^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$$

$$678.6 * 420 = 0.85 * 24 * 700 * a$$

$$a = 20.00 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{20}{0.85} = 23.50 \text{ mm}$$

$$v_s = \left(\frac{260}{23.50} - 1 \right) * 0.003$$

$$v_s = 0.03 > 0.005$$

- **Check for spacing between the bar**

$$S = \frac{700 - 2 * 40 - 2 * 10 - 6 * 12}{5}$$

$$S = 105.6 \text{ mm} \quad 25 \text{ mm}$$

$$d_b = 16 \text{ mm}$$

4.6.3.4 Design of Span 4

$$M_u = 120.5 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{120.5}{0.9} = 133.89 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s_{\min}} = 0.25 * \frac{\sqrt{f_c'}}{(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \dots \dots \dots (ACI - 10.5.1)$$

$$A_{s_{\min}} = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{(420)} (700)(260) \geq \frac{1.4}{420} (700)(260)$$

$$A_{s_{\min}} = 530.72 < 606.67 \dots\dots\dots\text{the larger is control}$$

$$A_{s_{\min}} = 606.67 \text{ mm}^2 \quad \text{Cont}$$

$$K_n = \frac{M_n}{b * d^2}$$

$$K_n = \frac{133.89 * 10^6}{700 * (260)^2} = 2.83 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(2.83)}{420}} \right) = .0073$$

$$A_{\text{req}} = m * b * d = .0073 * 700 * 260 = 1325.5 \text{ mm}^2$$

$$1325.5 \text{ mm}^2 \geq A_{s_{\min}} = 606.67 \text{ mm}^2$$

$A_s = 1325.5 \text{ mm}^2$ is control

$$\text{Use } 16 \gg \# \text{ of bar} = \frac{1325.5}{201.06} = 6.6$$

Then we select (7) bars 16 $A_{s_{\text{provided}}} = 7 * 201.06 = 1407.42 \text{ mm}^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$$

$$1407.42 * 420 = 0.85 * 24 * 700 * a$$

$$a = 41.40 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{S_1} = \frac{41.40}{0.85} = 48.7 \text{ mm}$$

$$V_s = \left(\frac{260}{48.7} - 1 \right) * 0.003$$

$$V_s = 0.013 > 0.005$$

- Check for spacing between the bar

$$S = \frac{700 - 2 * 40 - 2 * 10 - 7 * 16}{6}$$

$$S = 81.33 \text{ mm} \quad 25 \text{ mm}$$

$$db = 16 \text{ mm}$$

4.6.4 Design of shear

4.8.4.1 Design of Span 1

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w * d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{6} * 700 * 260$$

$$= 148.60 \text{ KN}$$

$$V_c = 0.75 * 148.60 = 111.45 \text{ KN}$$

$$V_{smin} = 0.75 \left(\frac{1}{3} \right) * b_w * d = 0.75 * \left(\frac{1}{3} \right) * 700 * 260 * 10^{-3} = 45.5 \text{ KN. control}$$

$$0.75 \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{16} \right) * b_w * d = 0.75 \left(\frac{\sqrt{24}}{16} \right) * 700 * 260 * 10^{-3} = 41.79 \text{ KN.}$$

$$V_{smin} = 45.5 \text{ KN.}$$

$$V_u = 247.9 \text{ KN} \quad (\text{From shear Envelope})$$

Item 1 & 2 is not suitable .

Item 3

$$V_c < V_u \quad (V_c + V_{smin})$$

$$111.45 < 247.9 \quad (111.45+45.5) \quad \text{not ok}$$

So Item (3) not satisfy .

Item 4

$$V_{s'} = \frac{\sqrt{f_c'}}{3} b_w * d = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{3} * 700 * 260 * 10^{-3} = 222.9 \text{ KN}$$

$$(V_c + V_{smin}) < V_u \quad (V_c + V_{s'})$$

$$(111.45 + 45.5) < 247.9 \quad (111.45+222.9)$$

$$(156.95) < 247.9 \quad (334.35)$$

So Item (4) satisfy.

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} - V_c = \frac{247.9}{0.75} - 148.6 = 181.93 \text{ KN}$$

Try 4 leg 10

$$10 = 78.54 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{f_y * d}$$

$$\frac{4 * 78.54 * 10^{-6}}{S} = \frac{181.93 * 10^{-3}}{420 * 260}$$

$$S = 188.6 \text{ mm}$$

$$600 \text{ mm}$$

$$d/2 = 260/2 = 130 \text{ mm} \quad \text{control}$$

Use S = 125 mm

Use 4 leg 10 at 12.5 cm c/c

4.6.4.2 Design of Span 2

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w * d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{6} * 700 * 260$$

$$= 148.60 \text{ KN}$$

$$V_c = 0.75 * 148.60 = 111.45 \text{ KN}$$

$$V_{smin} = 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) * b_w * d = 0.75 * \left(\frac{1}{3}\right) * 700 * 260 * 10^{-3} = 45.5 \text{ KN.} \quad \text{control}$$

$$0.75 \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{16}\right) * b_w * d = 0.75 \left(\frac{\sqrt{24}}{16}\right) * 700 * 260 * 10^{-3} = 41.79 \text{ KN.}$$

$$V_{smin} = 45.5 \text{ KN.}$$

$$V_u = 229.1 \text{ KN} \quad (\text{From shear Envelope})$$

Item 1 & 2 is not suitable .

Item 3

$$V_c < V_u \quad (V_c + V_{smin})$$

$$111.45 < 229.1 \quad (111.45 + 45.5) \quad \text{not ok}$$

So Item (3) not satisfy .

Item 4

$$V_{s'} = \frac{\sqrt{f_c'}}{3} b_w * d = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{3} * 700 * 260 * 10^{-3} = 222.9 \text{ KN}$$

$$(V_c + V_{smin}) < V_u \quad (V_c + V_{s'})$$

$$(111.45 + 45.5) < 229.1 \quad (111.45 + 222.9)$$

$$(156.95) < 229.1 \quad (334.35)$$

So Item (4) satisfy.

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} - V_c = \frac{229.1}{0.75} - 148.6 = 156.87 \text{ KN}$$

Try 2 leg 10

$$10 = 78.54 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{f_y * d}$$

$$\frac{2 * 78.54 * 10^{-6}}{S} = \frac{156.87 * 10^{-3}}{420 * 260}$$

$$S = 109.35 \text{ mm}$$

$$600 \text{ mm}$$

$$d/2 = 260/2 = 130 \text{ mm} \quad \text{control}$$

Use S = 100 mm

Use 2 leg 10 at 10 cm c/c

4.6.4.3 Design of Span 3

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w * d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{6} * 700 * 260$$

$$=148.60 \text{ KN}$$

$$V_c = 0.75 * 148.60 = 111.45 \text{ KN}$$

$$V_{smin} = 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) * b_w * d = 0.75 * \left(\frac{1}{3}\right) * 700 * 260 * 10^{-3} = 45.5 \text{ KN. control}$$

$$0.75 \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{16}\right) * b_w * d = 0.75 \left(\frac{\sqrt{24}}{16}\right) * 700 * 260 * 10^{-3} = 41.79 \text{ KN.}$$

$$V_{smin} = 45.5 \text{ KN.}$$

$$V_u = 175.8 \text{ KN} \quad (\text{From shear Envelope})$$

Item 1 & 2 is not suitable .

Item 3

$$V_c < V_u \quad (V_c + V_{smin})$$

$$111.45 < 175.8 \quad (111.45+45.5) \quad \text{not ok}$$

So Item (3) not satisfy .

Item 4

$$V_{s'} = 0.75 * \frac{\sqrt{f_c'}}{3} * b_w * d = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{3} * 700 * 260 * 10^{-3} = 222.9 \text{ KN}$$

$$(V_c + V_{smin}) < V_u \quad (V_c + V_{s'})$$

$$(111.45 + 45.5) < 175.8 \quad (111.45+222.9)$$

$$(156.95) < 175.8 \quad (334.35)$$

So Item (4) satisfy.

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} - V_c = \frac{175.8}{0.75} - 148.6 = 85.8 \text{ KN}$$

Try 2 leg 10

$$\mathbf{10 = 78.54 \text{ mm}^2}$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{f_y * d}$$

$$\frac{2 * 78.54 * 10^{-6}}{S} = \frac{85.8 * 10^{-3}}{420 * 260}$$

$$S = 199.92 \text{ mm}$$

$$600 \text{ mm}$$

$$d/2 = 260/2 = 130 \text{ mm} \quad \text{control}$$

Use S = 125 mm

Use 2 leg 10 at 12.5 cm c/c

4.6.4.4 Design of Span 4

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w * d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{6} * 700 * 260$$

$$= 148.60 \text{ KN}$$

$$V_c = 0.75 * 148.60 = 111.45 \text{ KN}$$

$$V_{smin} \quad 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) * b_w * d = 0.75 * \left(\frac{1}{3}\right) * 700 * 260 * 10^{-3} = 45.5 \text{ KN.} \quad \text{control}$$

$$0.75 \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{16}\right) * b_w * d = 0.75 \left(\frac{\sqrt{24}}{16}\right) * 700 * 260 * 10^{-3} = 41.79 \text{ KN.}$$

$$V_{smin} = 45.5 \text{ KN.}$$

$$V_u = 203.2 \text{ KN} \quad (\text{From shear Envelope})$$

Item 1 & 2 is not suitable .

Item 3

$$V_c < V_u \quad (V_c + V_{smin})$$

$$111.45 < 203.2 \quad (111.45+45.5) \quad \text{not ok}$$

So Item (3) not satisfy .

Item 4

$$V_{s'} = \phi * \frac{\sqrt{f_c'}}{3} b_w * d = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{3} * 700 * 260 * 10^{-3} = 222.9 \text{ KN}$$

$$(V_c + V_{smin}) < V_u \quad (V_c + V_{s'})$$

$$(111.45 + 45.5) < 203.2 \quad (111.45+222.9)$$

$$(156.95) < 203.2 \quad (334.35)$$

So Item (4) satisfy.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{203.2}{0.75} - 148.6 = 122.33 \text{ KN}$$

Try 2 leg 10

$$10 = 78.54 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{f_y * d}$$

$$\frac{2 * 78.54 * 10^{-6}}{S} = \frac{122.33 * 10^{-3}}{420 * 260}$$

$$S = 140.22 \text{ mm}$$

600 mm

$$d/2 = 260/2 = 130 \text{ mm} \quad \text{control}$$

Use S = 125 mm

Use 2 leg 10 at 12.5 cm c/c

4.7 Design of column(C31&C3)

4.7.1 Design of column(C31)

4.7.1.1 Load Calculation:

$$p_u = 5428.2 \text{ KN}$$

$$P_{n_{req}} = \frac{5428.2}{0.65} = 8351 \text{ KN}$$

$$Use_{..} = \dots g = 1.6\%$$

$$P_n = 0.8 * A_g \{0.85 * f_c' + \dots g (f_y - 0.85 f_c')\}$$

$$8.351 = 0.8 * A_g [0.85 * 24 + 0.016 * (420 - 0.85 * 24)]$$

$$A_g = 0.39 \text{ m}^2$$

$$Use 0.7 \times 0.6 \text{ cm with } A_g = 0.42 \text{ m}^2 > A_{g_{req}} = 0.39 \text{ m}^2$$

4.7.1.2 Check Slenderness Effect:-

In 0.6 m-Direction

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

K: effective length factor (K= 1 for braced frame).

$$R: \text{ radius of gyration} = 0.3 h = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$Lu = 3.30 \text{ m}$$

$$M1/M2 = 1$$

K=1 , According to ACI 318-2008 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12 \frac{M1}{M2} \quad \dots\dots\dots \text{ACI} - (10.12.2)$$

$$\frac{1 \times 3.3}{0.3 \times 0.6} = 18.33 < 22$$

\therefore short Coloumn in Both..Direction

$$A_s = 0.016 * 700 * 600 = 6720 \text{ mm}^2$$

$$\text{Try } 20, \# \text{ of bars} = \frac{6720}{314} = 21.4$$

Use 22 20 with $A_s = 6908 \text{ mm}^2$

4.7.1.3 Design of the Tie Reinforcement :

$S \leq 16 \text{ db}$ (longitudinal bar diameter).....ACI - 7.10.5.2

$S \leq 48 \text{ dt}$ (tie bar diameter).

$S \leq \text{Least dimension.}$

$\text{Spacing} \leq 16 \times d_b$ (Longitudinal bar diameter) = $16 \times 2.0 = 32 \text{ cm.}$

$\text{Spacing} \leq 48 \times d_t$ (tie bar diameter) = $48 \times 1.0 = 48 \text{ cm.}$

$\text{Spacing} \leq \text{Least dimension} = 60 \text{ cm}$

$\therefore \text{ Use } 1\#10 @ 25 \text{ cm}$

4.7.2 Design of column(C3)

4.7.2.1 Load Calculation:

$$P_u = 2272.45 \text{ KN}$$

$$P_{n \text{ req}} = \frac{2272.45}{0.65} = 3496 \text{ KN}$$

$$\text{Use } \dots = \dots g = 1.8\%$$

$$P_n = 0.8 * A_g \{0.85 * f_c' + \dots g (f_y - 0.85 f_c')\}$$

$$3.496 = 0.8 * A_g [0.85 * 24 + 0.018 * (420 - 0.85 * 24)]$$

$$A_g = 0.158 \text{ m}^2$$

Use $0.3 \times 0.6 \text{ cm}$ with $A_g = 0.18 \text{ m}^2 > A_{g \text{ req}} = 0.158 \text{ m}^2$

4.7.2.2 Check Slenderness Effect:

In 0.6 m-Dirction

$$\frac{kl_u}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad \dots\dots\dots ACI - (10.12.2)$$

$$\frac{1 \times 3.30}{0.3 \times 0.6} = 18.33 < 22$$

∴ short Coloumn in 0.6.Direction

In 0.3 m-Dirction

$$L_u = 3.30 \text{ m}$$

$$M_1/M_2 = 1$$

K=1 , According to ACI 318-02 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

$$\frac{kl_u}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad \dots\dots\dots ACI - (10.12.2)$$

$$\frac{1 \times 3.30}{0.3 \times 0.3} = 36.67 > 22$$

∴ long Coloumn in 0.3.Direction

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + S_d} \quad \dots\dots\dots [ACI 318 - 2002 (Eq. 10 - 15)]$$

$$E_c = 4750 \sqrt{f_c'} = 4750 * \sqrt{24} = 23270.15 \text{ Mpa}$$

$$S_d = \frac{1.2DL}{P_u} = \frac{1.2(1456.32)}{2272.45} = 0.77$$

$$I_g = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0.6 * 0.3^3}{12} = 0.00135 \text{ m}^4$$

$$EI = \frac{0.4 * 23270.15 * 10^6 * 0.00135}{1 + 0.77} = 7.1 \text{ MN.m}^2$$

$$P_{cr} = \frac{f^2 EI}{(KLu)^2} \dots\dots\dots ACI318 - 2002 (Eq. 10 - 13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2 * 7.1}{(1.0 * 3.30)^2} = 6.43 MN.$$

$$Cm = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M1}{M2} \right) \dots\dots\dots ACI318 - 2002 (Eq. 10 - 16)$$

$$Cm = 1 \dots\dots \text{According to ACI318 - 2002 (10.10.6.4)}$$

$$u_{ns} = \frac{Cm}{1 - (Pu / 0.75 P_c)} \geq 1.0 \dots\dots\dots ACI318 - 2002 (Eq. 10 - 12)$$

$$u_{ns} = \frac{1}{1 - (2272.45 / 0.75 * 6.43 * 10^3)} = 1.89 > 1 \text{ ok.}$$

$$e_{min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 300 = 24 \text{ mm} = 0.024 \text{ m}$$

$$e = e_{min} * u_{ns} = 0.024 * 1.86 = 0.045$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.045}{0.3} = 0.15$$

From Interaction Diagram

$$\frac{wP_n}{A_g} = \frac{2272.45}{0.3 * 0.6} * \frac{145}{1000} = 1830.6 \text{ Psi}$$

$$\dots_g = 0.017$$

$$A_s = \dots * A_g = 0.017 * 600 * 300 = 30.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } 16 \gg \# \text{ of bar} = \frac{3060}{201} = 15.22$$

Use 16 16 with $A_s = 3216 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 3060 \text{ mm}^2$

4.7.2.3 Design of the Tie Reinforcement :

$S \leq 16 db$ (longitudinal bar diameter).....ACI - 7.10.5.2

$S \leq 48 dt$ (tie bar diameter).

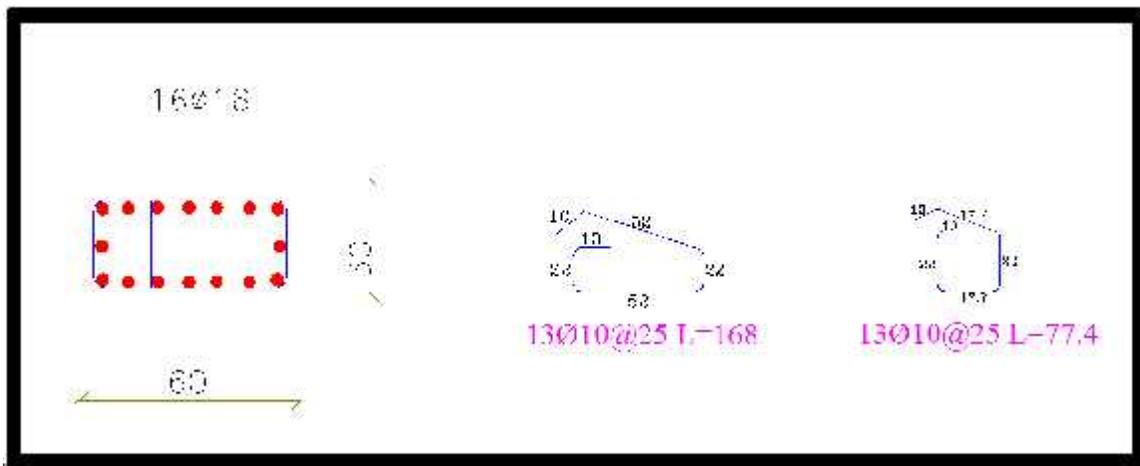
$S \leq$ Least dimension.

$Spacing \leq 16 \times d_b$ (Longitudinal bar diameter) = $16 \times 1.6 = 25.6cm$.

$Spacing \leq 48 \times d_t$ (tie bar diameter) = $48 \times 1.0 = 48cm$.

$Spacing \leq$ Least dimension = 30cm

\therefore Use 1w10 @ 25cm



Figure(4.12): Details of reinforcement of column 3.

5

1.5 تعريف

2.5

3.5

4.5 الحمولات التصميمية

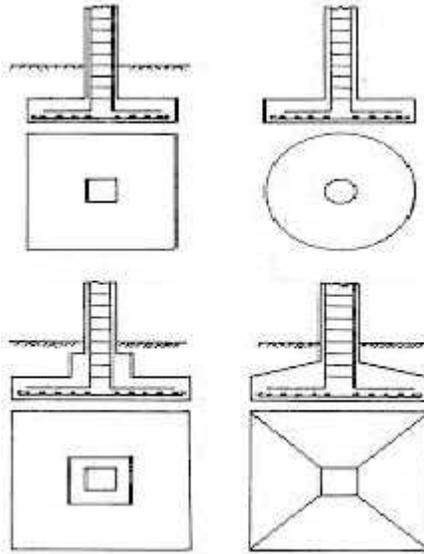
5.5 تصميم

1.5 تعريف

الاساس المنفرد هو العنصر الانشائي الحامل لقوى مركزة منقولة من عمود، والقادر على توزيع هذه الحمولة على التربة، من خلال اتساع سطحه وقدرته على مقاومة الاجهادات المختلفة التي تسببها القوى المذكورة من (Stress, Moment, Shear, Punching) . وبعبارة ثانية فالاساس المنفرد هو عملية تعويض لقاعدة العمود بغية توزيع الحمولات تحته بشكل منتظم . (-3)
للاحمال الواقعة عليه من التربة // (P).

2.5

- من حيث الشكل فهناك نماذج عديدة للاساسات المنفردة فمنها الصندوقي (متوازي المستطيلات) جذع هرمي، أو متدرج..
- اما من حيث القاعدة فقد تكون مربعة او مستطيلة او دائرية، او شبه منحرفة، والمهم في الامر هو أن يحقق الاساس الغاية المرجوة منه بغض النظر عن شكله. كما يبين الشكل (-) .

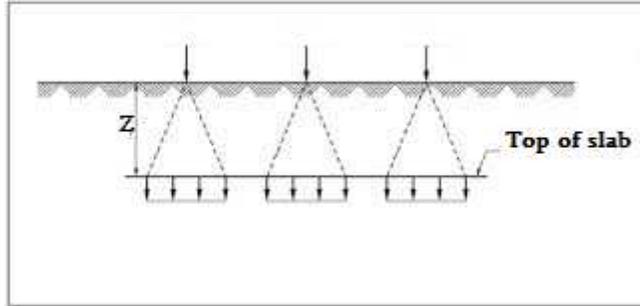


(-)

3.5

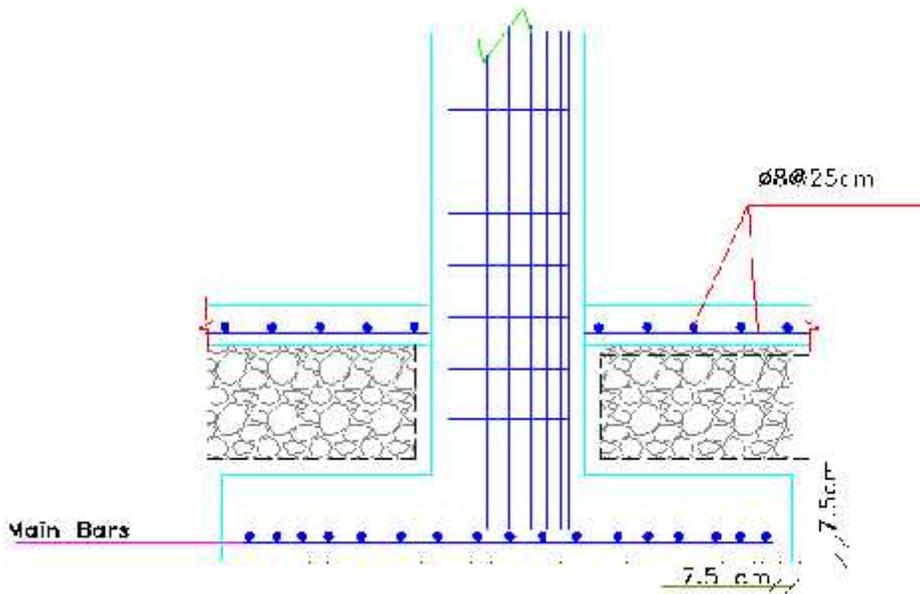
1.3.5

- يجب ألا تقل مساحة الأساس المنفرد النظامي من الخرسانة المسلحة عن (. m^2)، وألا يقل البعد (. .) m ، إلا في الحالات الخاصة التي تكون فيها المنشأة قليلة الأهمية والحمولات صغيرة، والتربة صخرية (Rock soil) او عالية التحميل (High Load) ، وغير حاوية على مياه جوفية (No Water Table) حيث يمكن حينئذ الاكتفاء ببلاطة خرسانية صغيرة مائة تستطيع تحقيق زاوية انتشار الاجهادات لا تقل عن () .
كما يبين الشكل (-) .

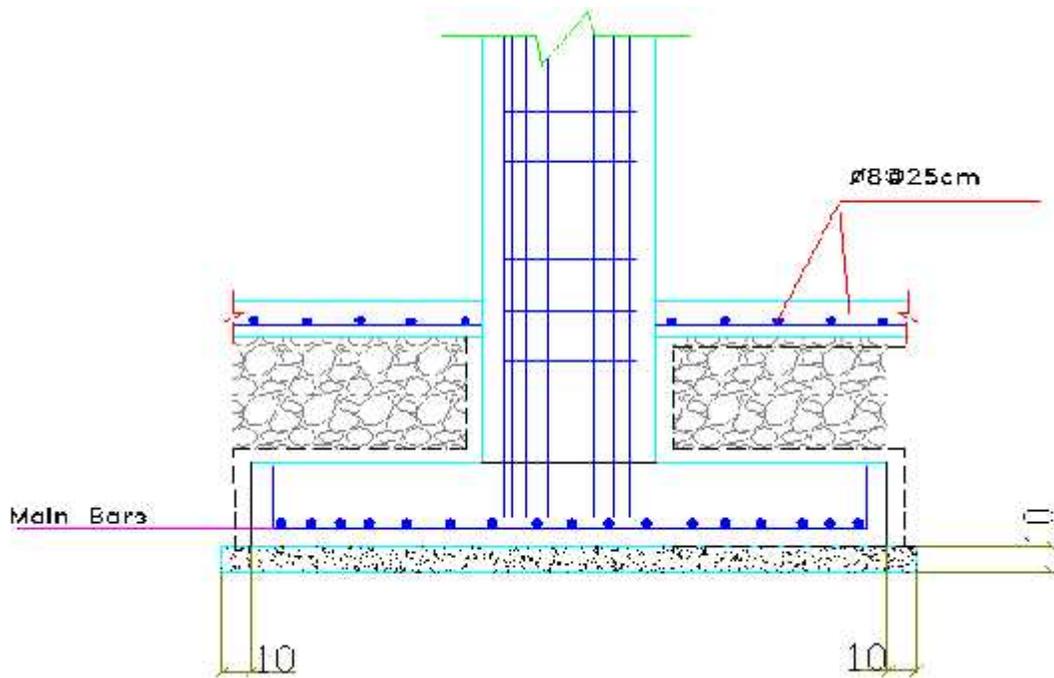


(-) زاوية انتشار الاجهادات .

- يمكن تنفيذ الاساسات المقامة على التربة الجافة (Dry soil) غير الحاوية على مياه جوفية، وذات مقاومة، عالية على التربة مباشرة، شريطة ألا يقل الارتفاع بين شبكات التسليح في قاعدة الاساس وبين تربة التأسيس عن (. cm) . (-) .
فانه ينصح بتنفيذ الاساسات فوق بلاطة من الخرسانة العادية () لا تقل سماكتها عن (10 cm) ولا يقل بروزها عن اطراف الاساس المختلفة عن (10 cm) اضافة الى أن عيار الاسمنت المستخدم في الخرسانة في هذه البلاطة الا يقل عن 200 Kg/m^3 . (-) .



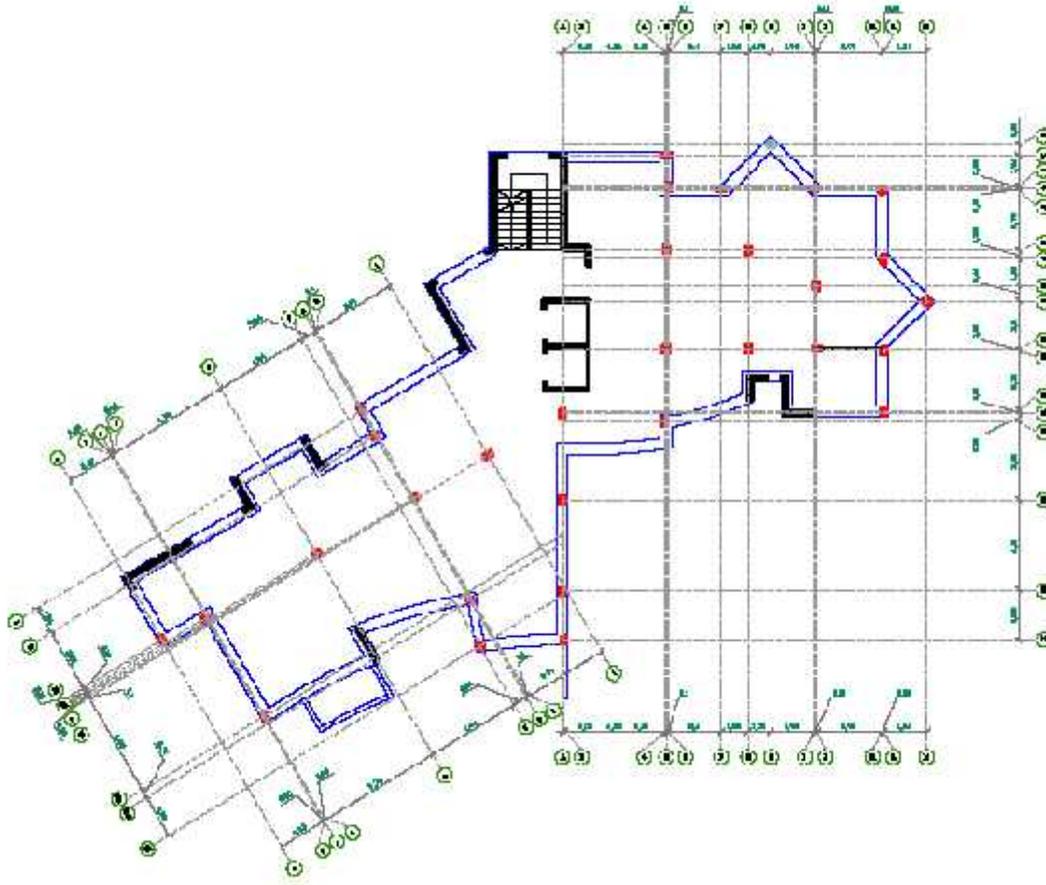
(-)



(4-5)

2.3.5

تستخدم الاساسات المنفردة تحت المنشآت العادية، ذات الحمولات المركزة الصغيرة والمنقولة عبر جملة من (-). وذلك في التربة التي تكون مقاومتها كبيرة نسبيا ويعتبر شروط عدم زيادة فرق الهبوط بين الاساسات في المنشأة الواحدة عن الحد المسموح هو أهم شروط استخدامات هذا النوع . حيث يفضل ان تكون جميع الاساسات في المنشأة على عمق تأسيس واحد لضمان عدم انتشار وتوزيع الاحمال في التربة على الاساسات المجاورة ،بل توزيعها في التربة التي تعتبر نصف الفراغ اللانهائي.



(-) توزيع الاعمدة في المنشأة

4.5 الحمولات التصميمية

الاساسات المنفردة لتلقي كافة الحمولات الدائمة والمؤقتة (Dead load , Live Load)

والحمولات الستاتيكية والديناميكية (Static Load, Dynamic Load)

الاعمدة من الاجزاء او العناصر العلوية للمنشأة مع التنكير بأنه يجب تخفيض الحمولات الحية منشآت الابنية متعددة الطوابق. وفي الحالات الخاصة التي تفرضها المنشآت، تؤخذ حمولات الرياح (wind load)، والحمولات الديناميكية (dynamic load) الناجمة عن الهزات الارضية (Earthquakes) والانفجارات في تربة مجاورة، وبهذا نجد أن الاساسات المنفردة يمكن أن تتعرض الى قوى ضغط وعزم وقوى قص افقية.

والجدول التالي يبين مقاطع الاعمدة والاحمال الواقعة عليها التي ستأخذ بعين الاعتبار لتصميم الاساسات (-) . ويجب التأكد من النتائج من خلال التصميم اليدوي لاحدى الاعمدة

(Ch 4) .

(-)

No. of column	Factor load	Design load	Dim. (cm)	No. of column	Factor load	Design load	Dim. (cm)
C01	1316.7	1320	45*25	C15	2566.9	2600	60*30
C02	2452.1	2600	60*30	C16	2159.3	2270	50*30
C03	2452.1	2600	60*30	C17	4346.2	4350	60*45
C04	2250.0	2270	D= 45	C18	1839.0	1850	50*30
C05	3017.3	3160	60*35	C19	1121.3	1150	40*25
C06	1584.3	1600	D= 40	C20	712.3	715	40*20
C07	2122.8	2270	50*30	C21	5981.1	6000	60*60
C08	2333.8	2600	D= 50	C22	4520.9	4525	60*45
C09	2264.1	2270	50*30	C23	7079.3	7100	70*60

C10	2089.6	2270	50*30	C24	1230.2	1320	D= 35
C11	3158.2	3160	60*35	C25	1148.3	1150	40*25
C12	4117.2	4120	50*45	C26	3734.4	3860	60*40
C13	3859.3	2860	60*40	C27	5325.4	5430	60*60
C14	2386.6	2600	60*30	C28	5000.9	5005	60*50
C29	5428.2	5430	60*60	C31	6570.2	6580	70*60
C30	5204.8	5430	60*60				

5.5 تصميم

يجب تصميم الاساس بحيث يكون قادرا على جميع الاجهادات والحمولات المتعرض لها ومراء قوة تحمل التربة لتحقيق الامان للمنشأة والثبات في حال التعرض للزلازل والاهتزازات وتحقيق الجدوى الاقتصادية. وتم تصميم كافة الاساسات المنفردة (-) الذي يبين . والتأكد من النتائج من خلال التصميم اليدوي لأساس منفرد (F31)

(-)

No. of footing	Dim. (m)	Thickness (m)	Area (m ²)	No. of footing	Dim. (m)	Thickness (m)	Area (m ²)
F01	2.8*2.6	0.50	7.28	F12	4.7*4.7	0.85	22.09
F02	3.9*3.6	0.65	14.04	F13	4.7*4.5	0.80	21.15
F03	3.9*3.6	0.65	14.04	F14	3.9*3.6	0.65	14.04

F04	3.6*3.6	0.60	12.96	F15	3.9*3.6	0.65	14.04
F05	4.3*4.0	0.70	17.20	F16	3.6*3.4	0.60	12.24
F06	3.0*3.0	0.50	9.00	F17	4.9*4.8	0.85	23.52
F07	3.6*3.4	0.60	12.24	F18	3.3*3.1	0.55	10.23
F08	3.8*3.8	0.65	14.44	F19	2.6*2.5	0.45	6.50
F09	3.6*3.4	0.60	12.24	F20	2.1*1.9	0.40	3.99
F10	3.6*3.4	0.60	12.24	F21	5.7*5.7	1.00	32.49
F11	4.3*4.0	0.70	17.20	F22	5.0*4.9	0.85	24.50
F23	6.2*6.2	1.05	38.44	F28	5.3*5.2	0.90	27.56
F24	2.7*2.7	0.50	7.29	F29	5.4*5.4	0.95	29.16
F25	2.6*2.5	0.45	6.50	F30	5.4*5.4	0.95	29.16
F26	4.7*4.5	0.80	21.15	F31	5.8*5.8	0.95	33.64
F27	5.4*5.4	0.95	29.16				

تبين

549.76m² في حين أن مساحة الطابق

420 m²، وهذه

% من المساحة الكلية للطابق الارضي

، ولذلك فانه يمكن النظر

حيث ان هذه النسبة تجاوزت النسبة المسموح فيها وهي %

(الحصيرة)

يرة (Mat Foundation)

6

1.6 تعريف

2.6 انواع اساس الحصيرة

3.6 ميزات وسلبيات اساس الحصيرة

4.6 قدرة تحمل التربة الطينية لأساس الحصيرة

5.6 الحسابات الخاصة بالحصيرة

1.6 تعريف

يستخدم مصطلح الحصيرة () للتعبير عن اساس كبير الحجم من الخرسانة المسلحة يحمل كافة الاعمدة والجدران للمنشأ الدروس ، او هو عبارة عن اساس مستمر في كلا اتجاهي المنشأة .
ان الغاية من استخدام هذا النوع من الاساسات هو التخفيف ما أمكن من الهبوط (settlement) الهبوط ، او الدورانات (Moment) التي من الممكن ان تحدث بين الاساسات فيما لو استخدمت انواع اخرى مثل (Isolated footing) (combined footing).

من دواعي استخدام الحصيرة تتمثل فيما يلي :

- اذا كانت مساحة الاساسات المنفردة اللازمة في التنفيذ اكبر من نصف مساحة المنشأ المدروس .
 - الحمولات المطبقة على الاعمدة والجدران كبيرة .
 - التربة ضعيفة التحمل وقابلية الهبوط فيها مرتفعة .
 - المياه الجوفية عالية المنسوب .
 - خصائص التربة متباينة بين النقاط المختلفة وتحتوي على جيوب وتكهفات صغيرة .
- حيث يتم اللجوء الى استخدام اساس الحصيرة اذا كان المبنى المراد انشائه على تربة طينية ضعيفة (medium clay) لتحقيق عامل الامان والجدوى الاقتصادية المطلوبة ونقل الاحمال من كافة العناصر الانشائية للمبنى الى التربة التي تشكل نصف الفراغ اللامتناهي .

2.6 انواع اساس الخصيرة

ومن اشهر الانواع استخداما لاساس الخصيرة هي:

- Flat plate mat
- Plate thickened under columns
- Two-way beam and slab
- Plate with pedestal
- Rigid frame mat
- Piled raft

Flat Plate Mat

- هو نوع من أنواع أساسات الخصيرة ويستخدم في الأعمدة المنتظمة بمسافات منتظمة وتحمل أحمال عالية .
وتكون مناسبة عندما تكون التربة التي تحتها غير متماسكة ومضغوطة (ضعيفة). كما يظهر الشكل .

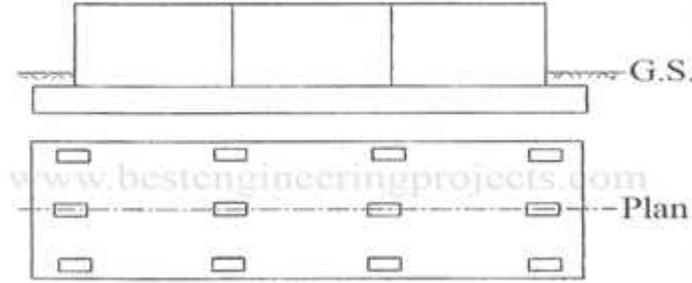


Fig.(6.1): Flat Plate Mat.

Plate Thickened under Columns

تستخدم في حال كانت الأحمال كبيرة جداً على الأعمدة ، ويتم وضع ()
العمود لأساس الحصيرة. كما هو مبين في الشكل التالي:

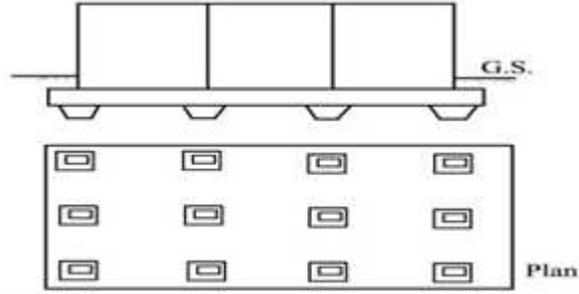


Fig.(6.2) Plate Thickened under Columns

Two-way Beam and Slab .

عندما تكون المسافات بين الأعمدة كبيرة جداً والأحمال غير منتظمة على الأعمدة ، حيث تصبح هذه الطريقة
أكثر اقتصادية ، ويحبذ إستعمالها في التربة الضعيفة نسبياً .

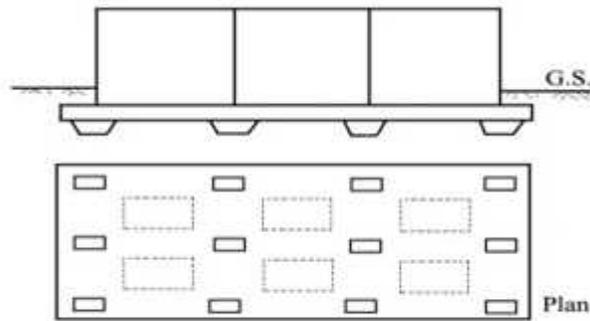


Fig.(6.3): Two-way Beam and Slab

Plates with Pedestals

مبدأ العمل نفسه في الأساسات Plate Thickened under Columns حيث في هذا النوع يكون التاج

Rigid Frame Mat

تستخدم في حالة الأحمال الكبيرة جداً ، على سبيل المثال في أساس الجدران الإستنادية والأعصاب والجسور (عندما يتجاوز عمق الجسر) وكما هو في الشكل التالي :

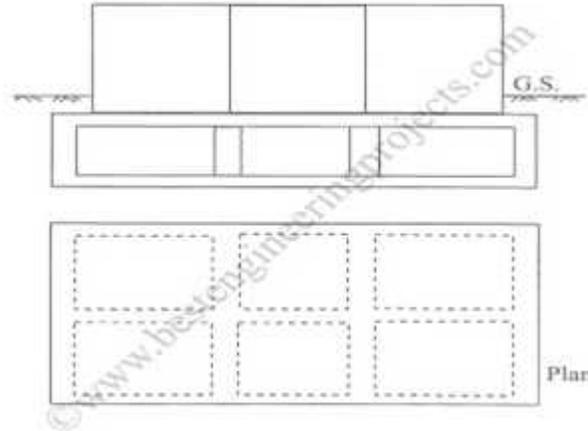


Fig.(6.4) Rigid Frame Mat

Piled Raft

في هذا النوع تكون عقدة الأساس فوق الأوتاد كما يظهر في الشكل ، يستخدم هذا النوع عندما تكون المياه الجوفية عالية المنسوب والترربة السطحية ضعيفة التماسك .

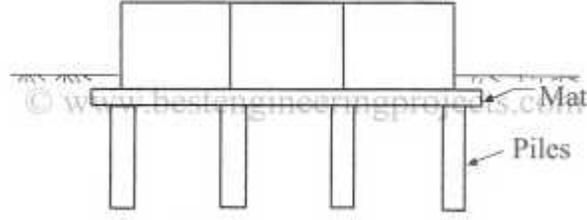


Fig.(6.5): Piled Raft

3.6 مميزات وسلبيات اساس الحصيرة

مميزات أساس الحصيرة:

- إن له العديد من المزايا كما هو الحال للسلبيات ، مميزات هذا النوع من الأساسات :
- يعتبر اقتصادي في حالة مقارنته مع الأساسات الأخرى.
- يتطلب القليل من أعمال الحفر.
- يمكن أن يتلائم مع أنواع التربة المختلفة والمتغيرة.
- يقلل التغير في الهبوط مع الزمن .

سلبيات أساس الحصيرة :

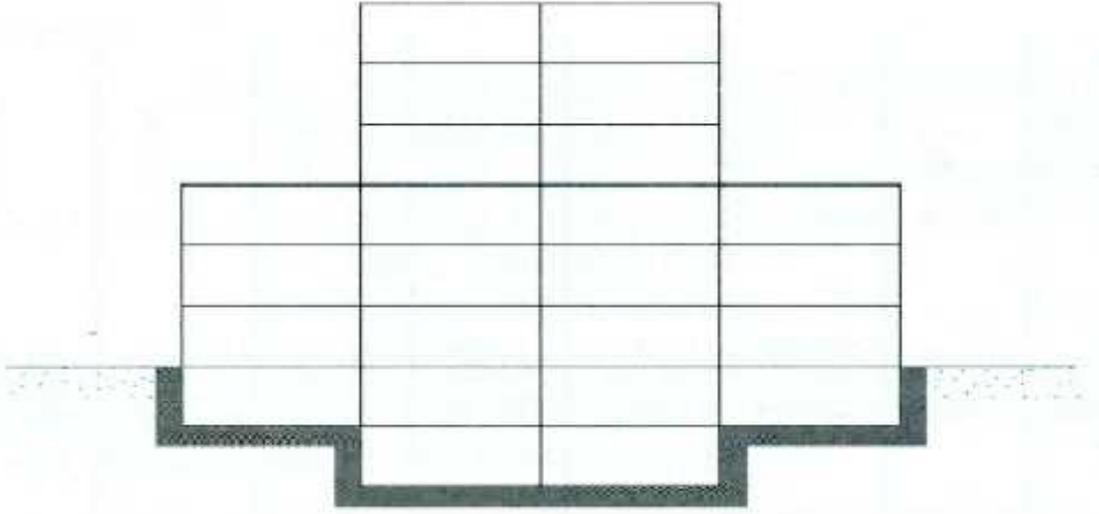
- عدم القدرة على تحديد الحمل اللازم لنقله إلى التربة عند نقطة محددة ، حيث يتعامل مع حمل منتظم على كافة الحصيرة.
- يحدث تآكل الحافة إذا لم يعالج بشكل صحيح .

4.6 قدرة تحمل التربة الطينية لأساس الحصيرة

الهبوط ليس مشكلة لأساس الحصيرة على التربة الرملية إذا كانت تحقق قدرة تحملها بالنسبة للتربة. مع ذلك يصبح الهبوط عامل مهم ويجب أخذه بعين الإعتبار في حالة التربة طينية (soft clay). يتم حساب المسموح بها من خلال المعادلة التالية:

$$q_{ns} = (Q/A) - \gamma \times D_f \text{-----} (1)$$

يجب ألا يتسبب في زيادة عن فائض القيمة المسموح بها إذا حصل الهبوط وزاد عن الحد المسموح به ، حينها ضغط الأساس يجب أن يقل إما من خلال زيادة سطح الأساس أو من خلال زيادة عمق من خلال توفير تسوية كما يظهر الشكل لا يمكن زيادة مساحة قاعدة نظرا لضيق المساحة، وبالتالي الطريقة العملية الوحيدة للحد من الهبوط السلامة المطلوبة هو خفض ارتفاع . يحقق هذا الإجراء تسوية ضمن الحدود المسموح بها ، حينها يجب التوجه إلى الأساسات العميقة كالأوتاد .



(.) : تقليل الضغط بتوفير طوابق تسوية.

5.6 الحسابات الخاصة بالحصيرة

Assume slide with width 1.5m , depth 1m .

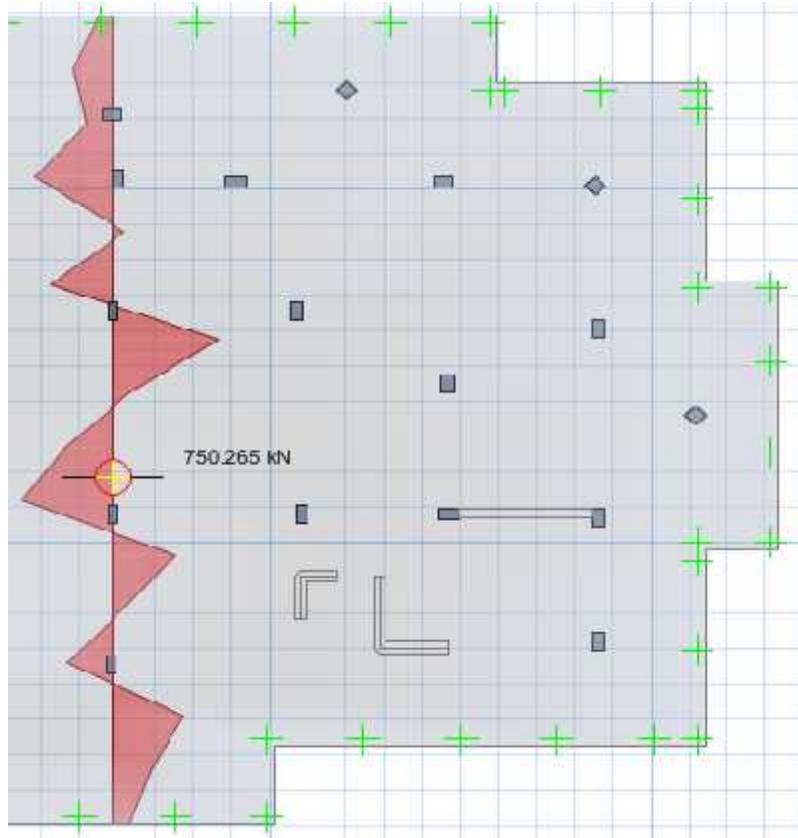


Fig. (6.7): value of factored shear force at section.

Assume ϕ 25 is used.

$$d = 1000 - 75 - 25 = 900 \text{ mm .}$$

$$\Phi V_c = \Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_w \times d$$

$$\Phi V_c = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 1500 \times 900 \times 10^{-3} = 826.702 \text{Kn}$$

At distance (d) from face of column.

$V_u = 751 \text{kN}$, from safe program.

$$\Phi V_c = 826.702 > V_u \quad \text{ok}$$

Design flexural moment.

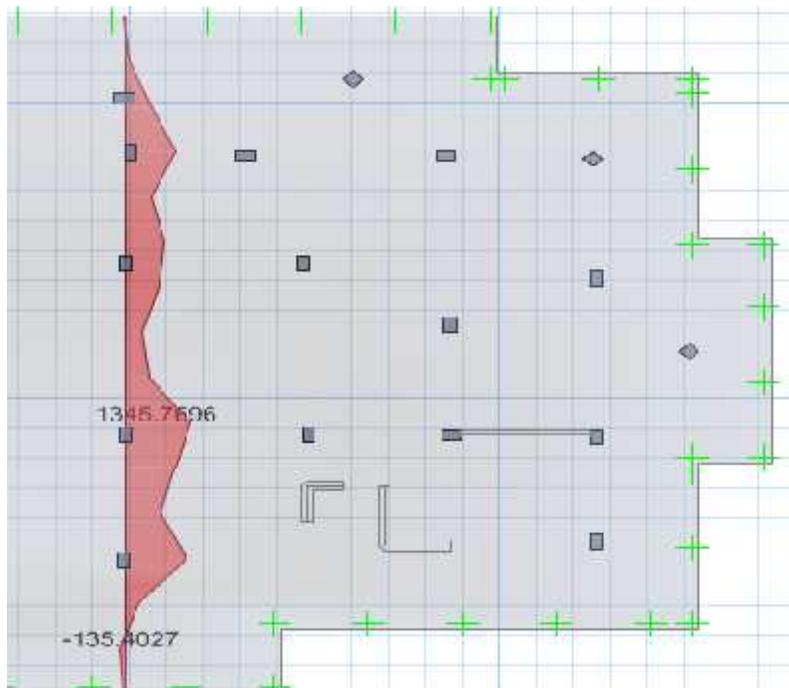


Fig. (6.8): value of factored moment at section.

Mu = 1345.77 kn.m , from safe program.

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$Kn = \frac{1345.77 * 10^6}{0.9 * 1500 * (900)^2} = 1.23 \text{Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}} \right)$$

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(1.23)}{420}} \right) = 0.0028$$

$$As_{req} = * b * d = 0.0028 * 1500 * 900 = 3780 \text{ mm}^2 / 1.5\text{m}$$

$$As / 1\text{m} = 3780 / 1.5 = 2520 \text{ mm}^2$$

$$As_{min} = * b * h = 0.0018 * 1000 * 1000 = 1800 \text{ mm}^2$$

$$2520 \text{ mm}^2 > As_{min} = 1800 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } 18 \gg \# \text{ of bar} = \frac{2520}{245.5} = 9.9$$

* Note A₁₈ = 245.5mm²

Use 18@10 cm

عميقة () Piles

7

1.7 تعريف

2.7 المقارنة بين الاوتاد المستندة والاطاد المعلقة

3.7 تصميم الاساسات الوتدية

4.7 تصميم

1.7 تعريف

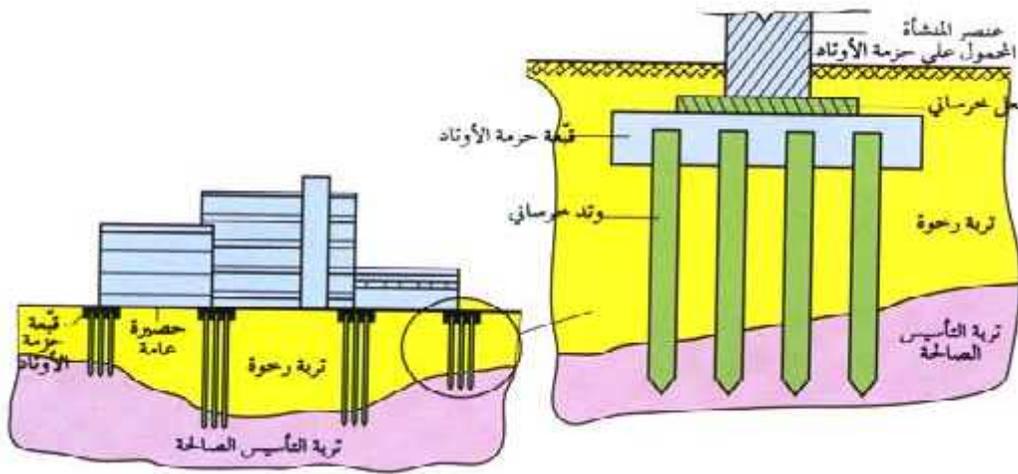
الاوراد هي عناصر نحيفة كبيرة الطول قياسا بأبعاد مقطعها تستدم لاغراض عديدة ، من اهمها تلقي حمولات الاعمدة والجدران ونقلها الى التربة . تمتد الاوراد ضمن التربة على كامل طولها، او على جزء فيه، لتؤدي مهمة نقل الحمولات ، وتثبيت التربة، وضبط الهبوط فيها، والتخفيف من تأثيرات الحمولات الديناميكية، ولزيادة مقاومة القوى الافقية ، وغير ذلك .

ان الاعتبارات التي تصنف الاوراد من خلالها ، متنوعة الاشكال نورد اهمها في الجدول التالي :

(1-7): طرق تنفيذ الاوراد.

		شكل التصنيف
خشبي او معدني، او مشترك بين الخرسانة والمعدن		
	شاقولية	
(كليهما معا)		
		طريقة التنفيذ
غير منتظم		
(وهناك اوراد فردية)		
()		
مضلع وبأشكال عديدة اخرى (I,T)		
	ملينة	

تتم عملية نقل الحمولات الى التربة عبر بلاطة سطحية (pile caps) هذه البلاطة بأسماء عديدة (- - - -) .
يوصى بأن تستند الجدران على صف كامل من الاوتاد ويفضل أن يكون موزعا بشكل منتظم تحت القاعدة. ويوصى حين التنفيذ، بتعيين (اتجاهات) الاوتاد بدقة عالية كي لا يتسبب الخطأ الصغير في ذلك الى نتائج ذات آثار كبيرة.
يمكن أن تكون الاوتاد مصبوبة في الموقع (cast-in place) (pre-cast). ويمكن لكلا النوعين ان يعمل بالاستناد او بالاحتكاك، او كليهما معا.
وتاد المسبقة الصب لمقاومة العزوم المطبقة عليها. اضافة لمقاومة الجهود الناجمة عن الرفع والنقل والدق في التربة ، وغيرها ..
والاشكال الاكثر استخداما لهذه الاوتاد ، هي المربعة والمثمنة، حيث تتراوح اطوال اضلاع مقاطعها بين (٤٠ - ٢٠٠) cm . بأعماق تزيد عن ٥ cm ، اذ ان الاوتاد ذات العمق الادنى من ليست اقتصادية.
تعرض الاوتاد في الحالة العامة ، الى حمولات ستاتيكية وديناميكية (Static & Dynamic Loads)
الاشكال والاتجاهات . ناجمة عن مصادر مختلفة مثل حمولات المنشأ، والهزات الارضية، والانفجارات. حيث بين (-) للاوتاد الخرسانية الشاقولية.



(1.7): للاوتاد الخرسانية الشاقولية.

2.7 المقارنة بين الاوتاد المستندة والوتاد المعلقة

1.2.7 (Bearing Piles)

وهي الاوتاد التي تنقل الحمولات من المنشأ الى التربة التي تستند عليها " والتي تكون ذات طبيعة صخرية ، أو قريبة من ذلك " ، بحيث تكون هذه التربة قادرة على تلقي تلك الاحمال بشكل آمن. وقد تكون هذه العناصر (cast-in place) (pre-cast) ، ويوصى في تصميم هذه الاوتاد، بأن تكون ذات اطوال معتلة، ليست طويلة جدا او قصيرة جدا، وتعتمد قدرة تحمل هذه الاوتاد على نوعية تربة الاستناد، بالاضافة الى مساحة قاعدة الوتد والتي تعتبر عنصرا اساسيا في ذلك التحمل.

تتناسب اطوال الاوتاد المستندة مع عمق طبقة الاستناد، ففي الاوتاد المصبوبة بالمكان نجد ان تحقيق اطوال معتدلة لها، يتعلق بتحديد منسوب رأس الوتد. فلو كانت طبقة الاستناد عميقة، يتم اللجوء الى تخفيض منسوب هذا الرأس بحيث يمكن ان يكون تحت منسوب الارض الطبيعية وبأي عمق كان. 'نه يتم تعميق الحفر في بقعة الاستناد، لتحقيق الاطوال المناسبة، او رفع منسوب رأس الوتد الى ما فوق سطح التربة الطبيعية.

زيعتبر ما ذكر من مزايا الاوتاد المصبوبة بالمكان عموما، وهذا بالاضافة الى ان معرفة طبقات وانواع التربة التي يخترقها الوتد، حين تنفيذه وصبه في الموقع، يعتبر ايضا ميزة اخرى. وكذلك عدم تأثير هذه العناصر حين لمكان، على المنشآت والوتاد القديمة او على التربة المجاورة .

تنفذ عمليات حفر الاوتاد المصبوبة بالمكان بالآلات الخاصة ()

. فبعضها يعمل بطريقة الدق لاجراء الحفر، واخرى بطرق الدوران. وغالبا ما تستخدم الطريقة الثانية () في الحالات التي يخشى فيها من ان يحدث الحفر بالدق انهيارات في تربة التأسيس التي تكون ذات طبيعة خاصة () .

ونصادف ذلك في المشاريع التي تعتمد هذا النوع من الاوتاد واتلمتعلقة بمنشآت المياه التي تقام قرب الينابيع ذات الاهمية الخاصة مثلا. حيث يغلف بئر الاوتاد اثناء الحفر بقمصان () معدنية سميكة، تسحب اثنا عشر الصب تدريجيا، بطرق قد تكون اهتزازية، لتساعد على رج .

بعض الحالات التي تكون فيها الاوتاد قليلة العمق نسبيا وتربة التأسيس مكونة بشكل يضمن عدم انهيار البئر المحفور للوتد، فإنه يمكن الاستغناء عن الغلاف .

2.2.7 الاحتكاكية (Friction Piles)

وهي الاوتاد والتي لا تصل نهاياتها الى طبقة قاسية من التربة، وتكون قادرة على تلقي الحمولات بواسطة قوى الاحتكاك بين التربة والسطح .

ومن خلال هذا التعريف، يتبين ان زيادة طول مسافة الوتد ضمن التربة، ترفع من قدرة المقاومة بالاحتكاك، وتخفف من الهبوط المحتمل للوتد. وهنا يلاحظ أن اساسات المباني ذات الحمولات المرتفعة، المقامة على ترب ذات حساسية عالية للهبوط، تقام على اوتاد كبيرة الطول نسبيا، قياسا بأبعاد شبكة الاوتاد (cap) .

. وتعتمد قدرة تحمل الوتد في الحالتين، على

الخصائص العامة للتربة المحيطة بالوتد، ففي الحالة التي تكون فيها الاوتاد شاقولية، فإن حمل الوتد ينقل الى . اما في الاوتاد المائلة، فإن تلك الاحمال تنقل الى التربة بشكلين، اولهما بنتيجة القص

والثانية عن طريق تحميل التربة المباشر.

لذلك نجد انه في الترب ذات المقاومة المرتفعة لهذه القوى، فإن قدرة تحمل التربة ، تزداد في الاوتاد المائلة، قياسا بالشاقولية. بسبب كون الاولى تزيد من الضغط الجانبي وبالتالي من مقاومة القص.

ان سلوك الاوتاد المدقوقة في التربة، يتم على النحو التالي:

عندما يتم ادخال الوتد ضمن التربة، فإن الطبقات السطحية والعميقة منها، تتعرض لاجهادات مختلفة.

القليلة ترتص الترب تحت الوتد في حين تحاول تربة الجوانب الخروج الى السطح، اما في الاعماق الاكبر فإن غرز الوتد يؤدي الى انضغاط تربة الجوانب وبالتالي توطيدها.

3.7 تصميم الاساسات الوتدية (Design of Pile Foundation)

توجز الطريقة العامة لتصميم الاوتاد بما يلي :

- يجري اختيار نوع الوتد تبعا لطريقة عمله () ، وذلك من خلال دراسة دقيقة لتقارير فحص التربة ، واستكشاف موقع العمل .
- وبعدئذ يحدد طول الوتد اللازم استعماله، فإن كان يعمل بالاستناد، فإن تحديد عمق استناده يحدد طوله، اما اذا كان وتد ضمن تربة غير رملية (غير متماسكة) فإن تحديد الطول يتم عن طريق دق وتد اختبار. في حين يحدد طول وتد الاحتكاك في التربة المتماسكة من خلال معامل الام
- يتم تحديد قدرة التحمل القصوى للأوتاد بإجراء تجارب تحميل عليها، او تحسب تحليليا، حيث نجد من خلال تقسيم هذه القيمة على معامل امان مناسب لا يقل عن () .
- يعين العدد اللازم من الاوتاد بتقسيم الحمولة الكلية للمنشأ على الحمولة التصميمية للوتد الواحد، والحددة () .
- يتراوح البعد بين محاور الاوتاد من (-) .
- (cap piles) اقل من نصف المساحة الاجمالية للبناء او للمنشأ ككل ، فإن التأسيس على الاوتاد يكون عملية اقتصادية. والا فالحصيرة هي الحل الأنسب والاكثر اقتصادي.
- العلم بأن التأكد من ذلك يعتبر عملية ضرورية.
- يفضل حين التصميم الحصول على ردود افعال متساوية من الاوتاد على القواعد.

1.3.7 توزيع الاحمال على الاوتاد (Distribution of load in pile group) .

(Pile cap) .

(pile group)

يمكن حساب الحمل ال
باستخدام المعادة التالية :

Where:

Q_m = axial load on any pile m.

Q = total vertical load acting at the centroid of the pile group.

n = number of piles.

M_y, M_x = moment with respect to x and y axis respectively.

x, y = distance from pile to y and x . respectively.

For pile group 1 , PC 32.

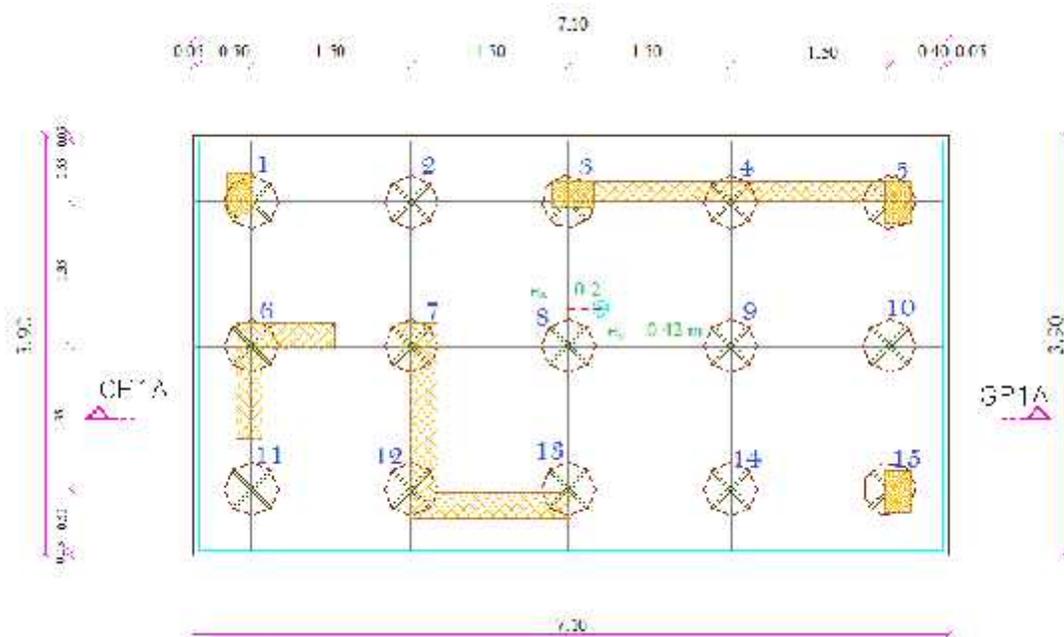


Fig. (7.2) Plan of Group Pile GP1 (PC32)

$$Q_{\text{tot.}} = 17142.75 \text{ kn}$$

$$e_x = 0.2 \text{ m}$$

$$e_y = 0.42 \text{ m}$$

$$\sum x^2 = 6 * 1.5^2 + 6 * 3^2 = 67.5 \text{ m}^2.$$

$$\sum y^2 = 10 * 1.35^2 = 18.225 \text{ m}^2.$$

$$\begin{aligned} M_x &= Q_{\text{tot.}} * e_y = 17142.75 * 0.42 \\ &= 7149.96 \text{ kn.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y &= Q_{\text{tot.}} * e_x = 17142.75 * 0.2 \\ &= 3428.55 \text{ kn.m} \end{aligned}$$

$$\frac{Q}{n} = \frac{17142.75}{15} = 1142.85 \text{ kn}$$

$$\frac{M_y x}{\sum(x^2)} = \frac{3428 * -1}{67.5}$$

$$\frac{M_y x}{(x^2)} = \frac{3428 * -1}{67.5}$$

$$\frac{M_x y}{(y^2)} = \frac{7149.96 * 1}{18.225}$$

$$Q_1 = \frac{17142.75}{15} + \frac{3}{15}$$

$$Q_2 = 1142.85 - 76$$

$$Q_3 = 1142.85 - 0.0$$

$$Q_4 = 1142.85 + 76$$

$$Q_5 = 1142.85 + 15$$

$$Q_6 = 1142.85 - 15$$

$$Q_7 = 1142.85 - 76$$

$$Q_8 = 1142.85 + 0.0$$

$$Q_9 = 1142.85 + 76$$

$$Q_{10} = 1142.85 + 15$$

$$Q_{11} = 1142.85 - 15$$

$$Q_{12} = 1142.85 - 76$$

$$Q_{13} = 1142.85 + 0.0$$

$$Q_{14} = 1142.85 + 76$$

$$Q_{15} = 1142.85 + 15$$

For combined cap PC 16 (C1 & C2)

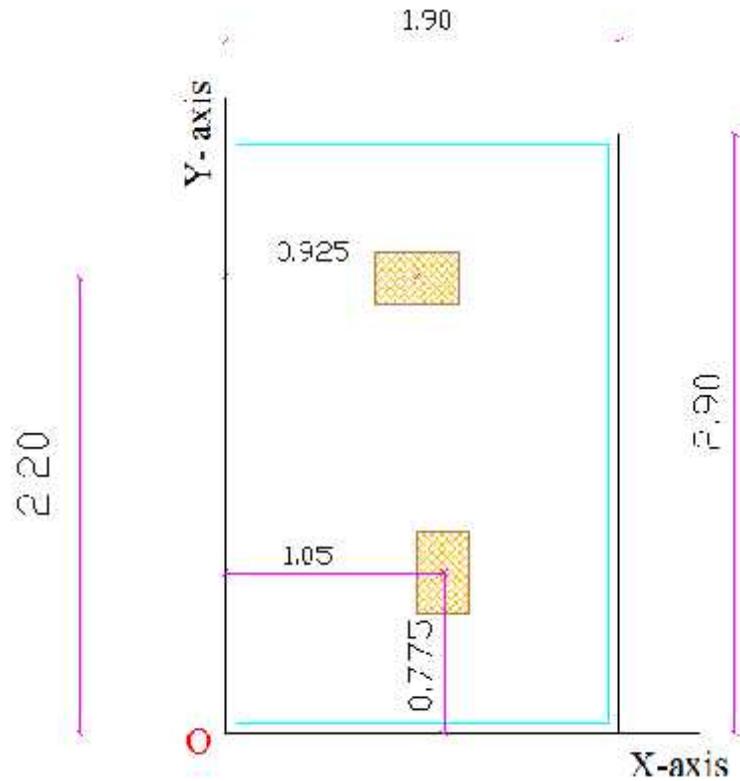


Fig.(7.3): Plan of combined cap PC 16.

Calculated centroid of load.

$$M \text{ about x- axis at point (o)} = 2600 * 0.775 + 1320 * 2.2$$

$$= 4919 \text{ kn.m}$$

$$M \text{ about y- axis at point (o)} = 2600 * 1.05 + 1320 * 0.925$$

$$= 3951 \text{ kn.m}$$

$$Q = 1320 + 2600 = 3920 \text{ kn}$$

$$x = \frac{M_y}{Q_{tot}} = \frac{3951}{3920} = 1.008 \text{ m}$$

$$y = \frac{M_{xy}}{Q_{tot.}} = \frac{4919}{3920} = 1.255 \text{ m}$$

$$e_x = 0.058 \text{ m}$$

$$e_y = 0.195 \text{ m}$$

$$\text{weight of cap} = 2.9 * 1.9 * 1 * 25 = 110.2 \text{ kn.}$$

$$Q_{tot.} = Q + \text{weight of cap}$$

$$= 3920 + 110.2 = 4030.2 \text{ kn}$$

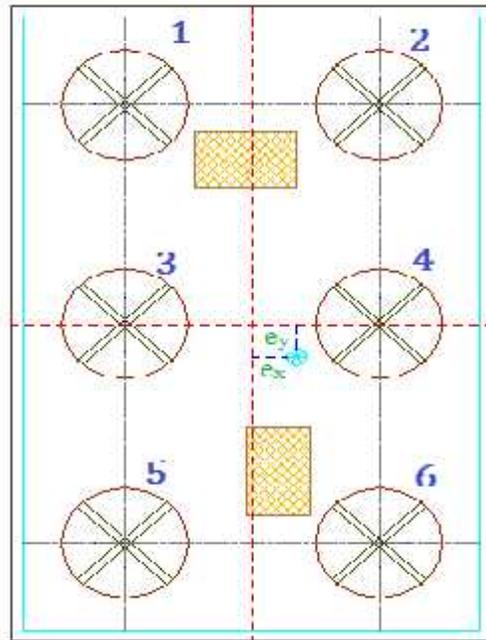


Fig. (7.4): Plan of Group Pile for combined cap PC 16.

calculate load on each pile

$$x^2 = 6 * 0.5^2 = 1.5 \text{ m}^2.$$

$$y^2 = 4 * 1^2 = 4 \text{ m}^2.$$

$$M_x = Q_{tot} * e_y = 4030.2 * 0.195 \\ = 785.89 \text{ kn.m}$$

$$M_y = Q_{tot} * e_x = 4030.2 * 0.058 \\ = 233.75 \text{ kn.m}$$

$$\frac{Q}{n} = \frac{4030.2}{6} = 671.7 \text{kn}$$

$$\frac{M_y x}{(x^2)} = \frac{233.75 * 0.058}{1.5}$$

$$\frac{M_x y}{(y^2)} = \frac{785.89 * 0.195}{4}$$

$$Q_1 = \frac{4030.2}{6} - \frac{233.75 * 0.058}{1.5}$$

$$Q_2 = 671.7 + 77.92$$

$$Q_3 = 671.7 - 77.92$$

$$Q_4 = 671.7 + 77.92$$

$$Q_5 = 671.7 - 77.92$$

$$Q_6 = 671.7 + 77.92$$

: (Coyle and Sulimani) (Group Pile)

$$Q_g = 2 \times D \times (W + L) \times f + 1.3 \times c \times N_c \times W \times L$$

where:

Q_g = ultimate bearing capacity of pile group.

D = Depth of pile group.

W = width of pile group.

L = length of pile group.

f = unit adhesion developed between cohesion soil and pile surface. ($f = \alpha \times c$)

α = ratio of adhesion to cohesion. (see Fig. 7.6)

c = cohesion.

N_c = bearing capacity factor for a shallow rectangular footing.

Calculated length of pile group. for PC 9 (under column 17).as shown fig.(7.5)

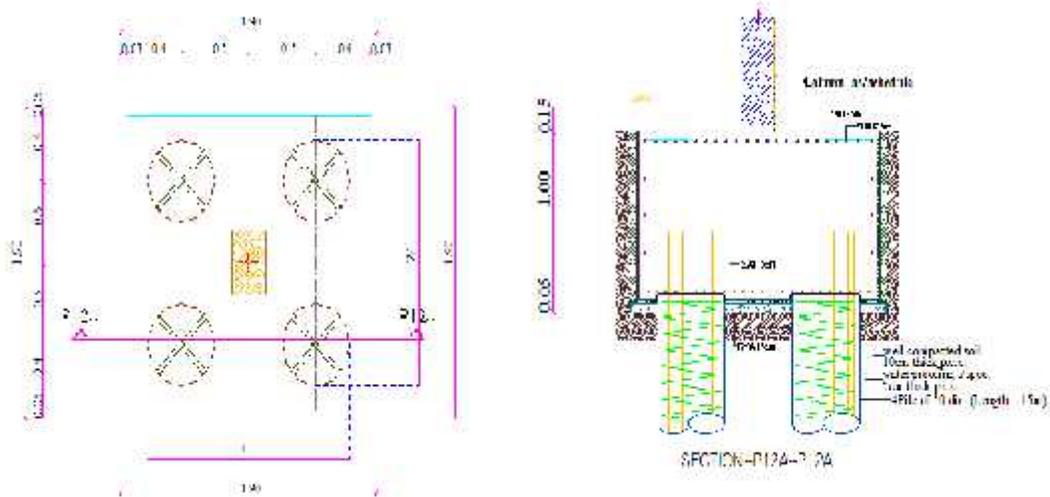


Fig. (7.5): plan & section of group pile PC 9.

Assume that

$$q_u = 100 \text{ kn/m}^2$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 18.5 \text{ kn/m}^3 \text{ for medium clay .}$$

$$\gamma_{\text{con.}} = 25 \text{ kn/m}^3 \text{ for concrete .}$$

$$\text{Pile diameter (D)} = 50 \text{ cm}$$

$$F.s = 2$$

$$\begin{aligned} Q_u &= q_u / 95.76 = 100/95.76 \\ &= 1.044 \text{ ton / ft}^2 \end{aligned}$$

Adhesion (α) = 0.82 from fig. 7.6

$$C_u = q_u / 2 = 100 / 2 = 50 \text{ kn/m}^2$$

S= 1m (spacing between pile center to center).

Hence,

S < 3 d of pile , then design as group pile (block design).

$$P = 4350 \text{ kn (column load).}$$

Ptot. = column load + weight of cap

$$\begin{aligned} P_{\text{tot.}} &= 4350 + 1.2 * 1.9^2 * 1 * 25 \\ &= 4458.3 \text{ kn} = Q_g \end{aligned}$$

$$f = \alpha \times c$$

$$= 0.82 \times 50 = 41 \text{ kn/m}^2$$

$$Q_g = 2 \times D \times (W + L) \times f + 1.3 \times c \times N_c \times W \times L$$

From previous eq.

$$D = \frac{Q_g - 1.3 \times c \times N_c \times W \times L}{2 \times W + L \times f}$$

$$D = \frac{44583 - 1.3 \times 50 \times 5.14 \times 1.5 \times 1.5}{2 \times 1.5 + 1.5 \times 41}$$

$$= 14.95 \text{ m}$$

Then the depth of pile group $D = 15 \text{ m}$

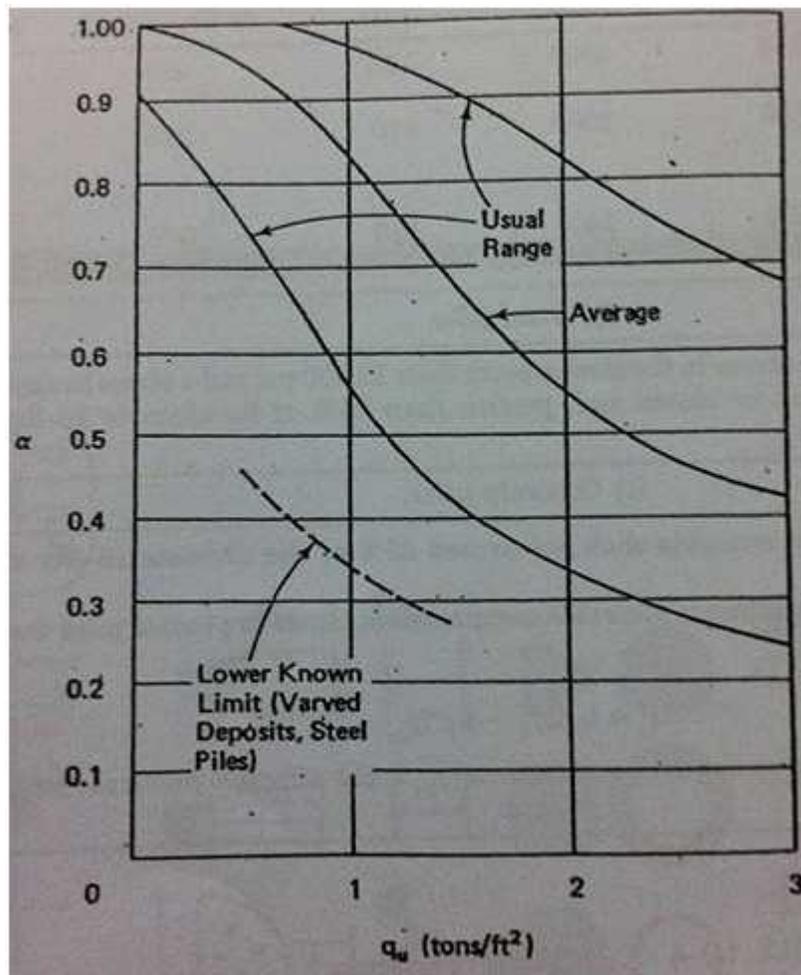


Fig. (7.6): relationship between adhesion and unconfined compressive strength.

3.3.7 تسليح الاوتاد (Reinforcement of piles)

إن عملية تسليح الاوتاد تتم بإستخدام المعادلة

$$A_s = \rho_{s,min} \times A_g$$

حيث ان:

$$A_s = \text{مساحة الحديد (cm}^2\text{)}.$$

(C23) الواقع عليه اكبر حمولة

ويوضح المثال التالي حساب الحديد الرئيسي للأوتاد (PC12)

$$P_u = 7100 \text{ KN تصميمية}$$

Determine nominal axial load

$$p_u = 1800 \text{ KN}$$

$$P_u = 7100/4 = 1800 \text{ KN (each pile)}$$

$$p_{nreq} = \frac{1800}{0.65} = 2769.23 \text{ KN}$$

$$Use.. = \dots g = 1.00\%$$

Determine the cross section area require

$$Pn = 0.85 * A_g \{0.85 * fc' + \dots g (fy - 0.85 fc')\}$$

$$2.77 = 0.85 * A_g [0.85 * 24 + 0.010 * (420 - 0.85 * 24)]$$

$$A_g = 0.134 \text{ m}^2$$

cross section area for the pile used

$$A_g = \frac{\pi * d^2}{4} = \frac{\pi * 0.6^2}{4} = 0.283 \text{ m}^2$$

then ... required less than 1.00% ... use min reinforcement steel

$$A_s = \rho_{\min} * A_g = 0.01 * \frac{\pi * 60^2}{4} = 28.27 \text{ cm}^2$$

Use 10 20 with $A_s = 31.40 \text{ cm}^2 > A_{s,\text{req}} = 28.27 \text{ mm}^2$

Design of spirals

$$\dots s = 0.45 \frac{A_g}{A_c} - 1 \frac{f_c'}{f_y}$$

$$A_c = \frac{\pi * (D_c)^2}{4} = \frac{\pi * (45)^2}{4} = 1590.43$$

$$\dots s = 0.45 \frac{2827.43}{1590.43} - 1 \frac{24}{420} = 0.02$$

Select spiral 12

$$A_s = \frac{\pi * (d)^2}{4} = \frac{\pi * (1.2)^2}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{\dots s * (D_c)^2 * S}{4(D_c - db)}$$

$$S_{\max} = \frac{4 * A_s * (D_c - db)}{\dots s * D_c^2}$$

$$S_{\max} = \frac{4 * 1.13 * (45 - 1.2)}{0.02 * 45^2} = 4.91$$

select S = 4.5 cm

where S is clear spacing for one loop.

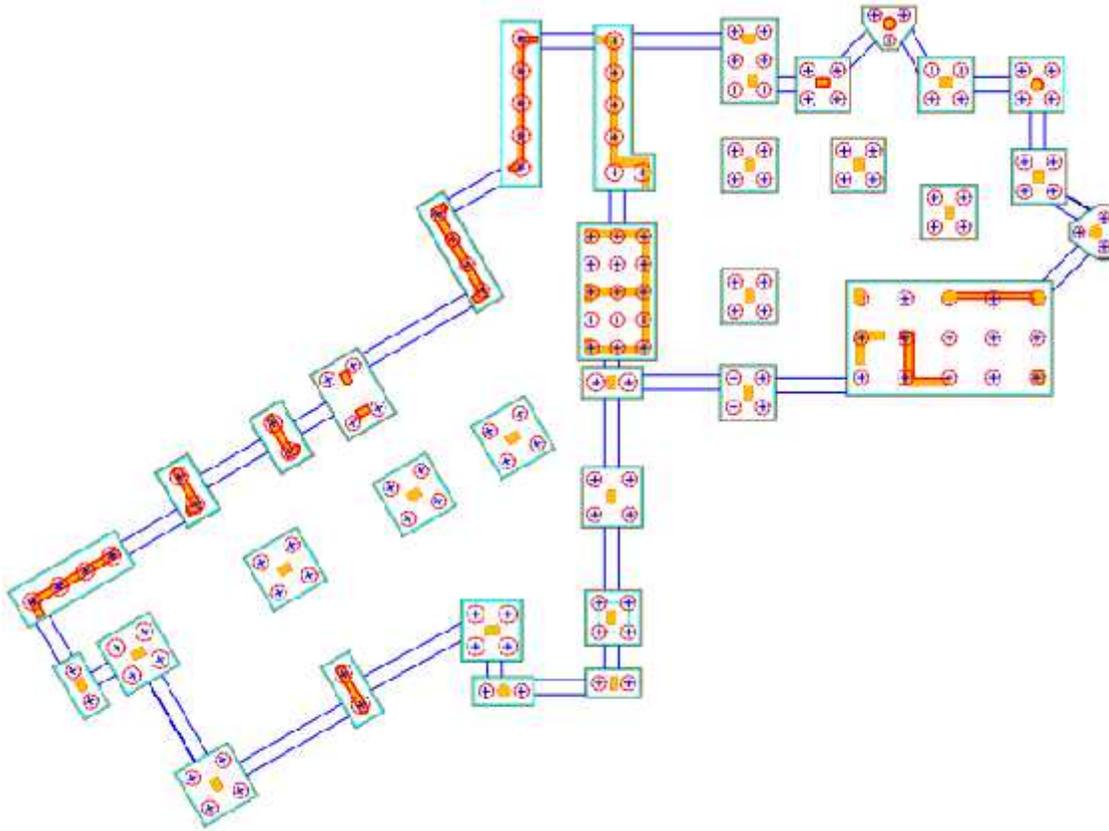
4.7 يم الوسائد (Pile Caps)

الوسائد عبارة عن كتل خرسانية تصمم لنقل احمال الاعمدة الى الاوتاد، وتمتد الاوتاد الى داخل الوسائد لتمام تثبيت . وبذلك تكون الوسائد نوعا خاصا من القواعد ، حيث يؤثر

عليها من اعلى حمل العمود وعادة ما يكون حمل العمود أكبر من قدرة تحمل الوتد المفرد مما يستدعي استخدام عامود، وهذا بالطبع يستدعي استخدام وسادة لنقل حمل العمود الى الاوتاد التي ترتب لتكون مجتمعة

بالقرب من نقطة المحصلة للعمل على ان تكون احمال الاوتاد متساوية وذلك بتطابق مركز ثقل الاوتاد مع محصلة

(7.7) يظهر ترتيب مجموعات من الاوتاد .



(.) : ترتيب الاوتاد لتوفير الشكل الانسب للوسائد

ليس هناك مجال في اختيار شكل توزيع الاوتاد ()
 على ان المجموعات التي تحتوي على على خمسة اوتاد فأكثر يمكن دراسة أفضل ترتيب للحصول على حجم
 الوسادة لتكون مناسبة اقتصاديا ويكون في نفس الوقت فعال من ناحية انشائية. فمثلا ترتيب الاوتاد للمجموعة
 السداسية في شكل مسدس يسمح باستخدام طريقة لتصميم الوسادة بطريقة تختلف عن تلك التي يمكن اتباعها في
 تصميم الوسادة السداسية المستطيلة، وكذلك الحال للمجموعة الخماسية .
 يتم اختيار التقسيط (المسافة بين محاور الاوتاد) بين الاوتاد ليعطي اقل حجم ممكن عمليا للوسادة. ويكون الفضل
 في اchiere عادة امكانية التنفيذ عمليا (الدق والتكثيف الناتج عن قرب الاوتاد عادة ما يضع الحد الأدنى للتقسيط) .
 وايضا تكون قدرة تحمل المجموعة ومقارنتها بقدرة تحمل الوتد المنفصلة عاملا هاما في تحديد قيمة S .
 قيمة S - (او قطر الاوتاد ان كان مستديرا).

تسليح الوسائد (Reinforcement of piles caps)

1- Check punching of column (C17) ,as shown fig (7.8).

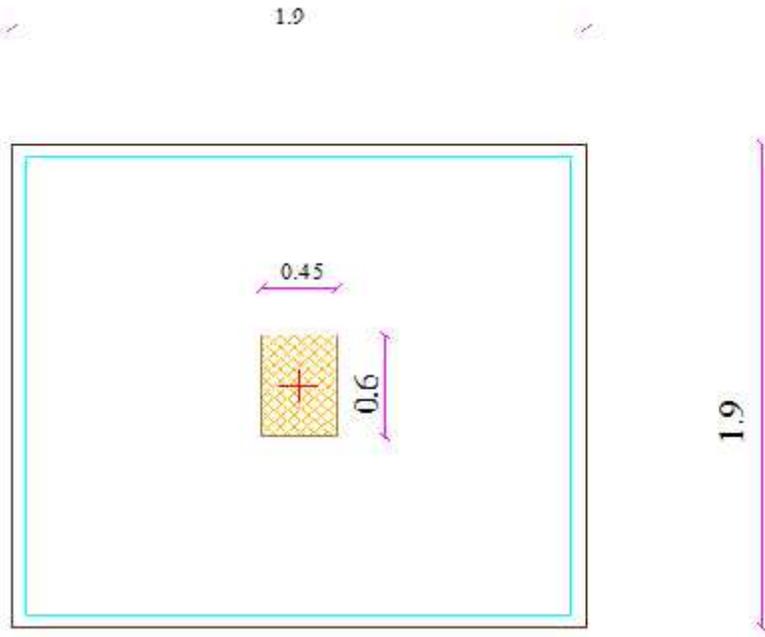


Fig. (7.8) Plane for punching of column C17.

Assume depth of cap 1m.

$$d = 1000 - 75 - 25 = 900 \text{ mm.}$$

b_o = Perimeter of critical section taken at (d/2) from the loaded area

$$b_o = 2(d + a_1) + 2(d + a_2) = 2(0.6 + 0.90) + 2(0.45 + 0.9) = 5.7m$$

$$r_s = 40 \quad \text{for interior column}$$

$$S_c = \frac{\text{Column Length (a)}}{\text{Column Width (b)}}$$

$$S_c = \frac{600}{450} = 1.33$$

$$w.V_c = w \cdot \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{S_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$w.V_c = w \cdot \frac{1}{12} \left(\frac{r_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$w.V_c = w \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$w.V_c = \frac{0.75}{6} * \left(1 + \frac{2}{1.33} \right) * \sqrt{24} * 5.7 * 900 = 10555 Kn$$

$$w.V_c = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{40 * 900}{5700} + 2 \right) * \sqrt{24} * 5.7 * 900 = 17592 Kn$$

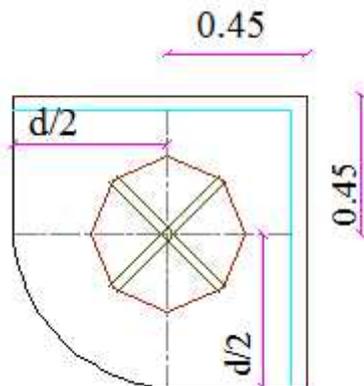
$$w.V_c = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 5.7 * 900 = 6564.2 Kn$$

$$w.V_c = 6564.2Kn \text{ Control}$$

$$V_u = 4458kN$$

$$w.V_c = 6564.2Kn > V_u = 4458Kn \text{..... satisfied}$$

check punching of pile (PC 9), as shown fig.



$$b_o = 450 + 450 + \frac{2\pi}{4} \left(250 + \frac{900}{2} \right) = 2019.2 \text{ mm}$$

$$\Gamma_s = 20 \quad \text{for edge pile.}$$

$$w.V_c = \frac{0.75}{6} * \left(1 + \frac{2}{1} \right) * \sqrt{24} * 2.0192 * 900 = 1143.74Kn$$

$$w.V_c = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{20 * 900}{2019.2} + 2 \right) * \sqrt{24} * 2.0192 * 900 = 1589.8Kn$$

$$w.V_c = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 2.0192 * 900 = 1269.5Kn$$

$$w.V_c = 1134.76Kn \text{ Control}$$

$$V_u = 4458 / 4 = 1114.5kn$$

$$w.V_c = 1134.76Kn > V_u = 1114.5Kn \text{..... satisfied}$$

2- design flexural for cap.

$$Q_g = 4350 \text{ kn}$$

$$\text{Weight of cap} = 1.9^2 * 1 * 1.2 * 25 = 108 \text{ kn.}$$

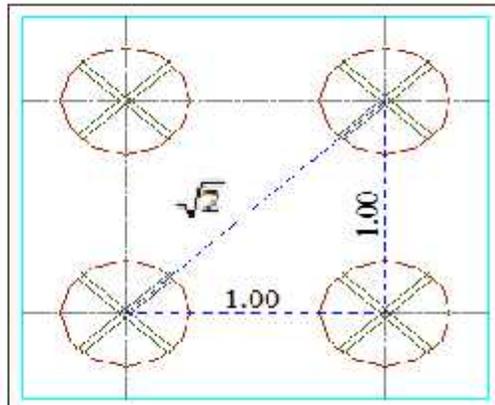
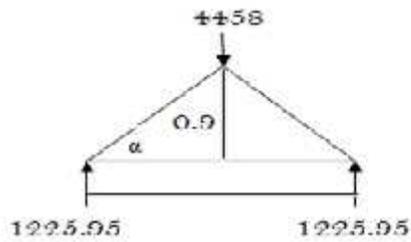
$$Q_{\text{tot.}} = 4350 + 108 = 4458 \text{ kn.}$$

$$Q_{\text{pile}} = Q_{\text{tot.}} / 4 = 4458 / 4 = 1114.5 \text{ kn.}$$

Will be design pile to carry larger of this value. (Q_{pile})

$$Q_{\text{pile (design)}} = 1.1 * 1114.5 = 1225.95 \text{ kn.}$$

By Analysis truss method of cap . as shown fig.



$$d = 1000 - 75 - 25 = 900 \text{ mm.}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{0.9}{0.707} \right) , \alpha = 51.84.$$

$$F_{\text{comp.}} = \frac{Q_{\text{design}}}{\sin \alpha}$$

$$= \frac{1225.95}{\sin 51.84} = 1559.07 \text{ kn}$$

$$F_{\text{tension}} = F_{\text{comp.}} * \cos \alpha$$

$$= 1559.07 * \cos 51.84$$

$$= 963.3 \text{ kn}$$

$$A_{s, req.} = \frac{F_t}{\phi F_y}$$

$$= \frac{963.3}{0.9 * 42} = 25.48 \text{cm}^2$$

Assume $\emptyset 18$ is used:

Where $A_{s,18} = 254.5 \text{ mm}^2$.

Then Number of bar is used,

$$n = \frac{A_{s, req.}}{A_{s,18}} = \frac{2548}{254.5} = 10 \text{ bar.}$$

مقارنة بين الحصيرة والاطاد

8

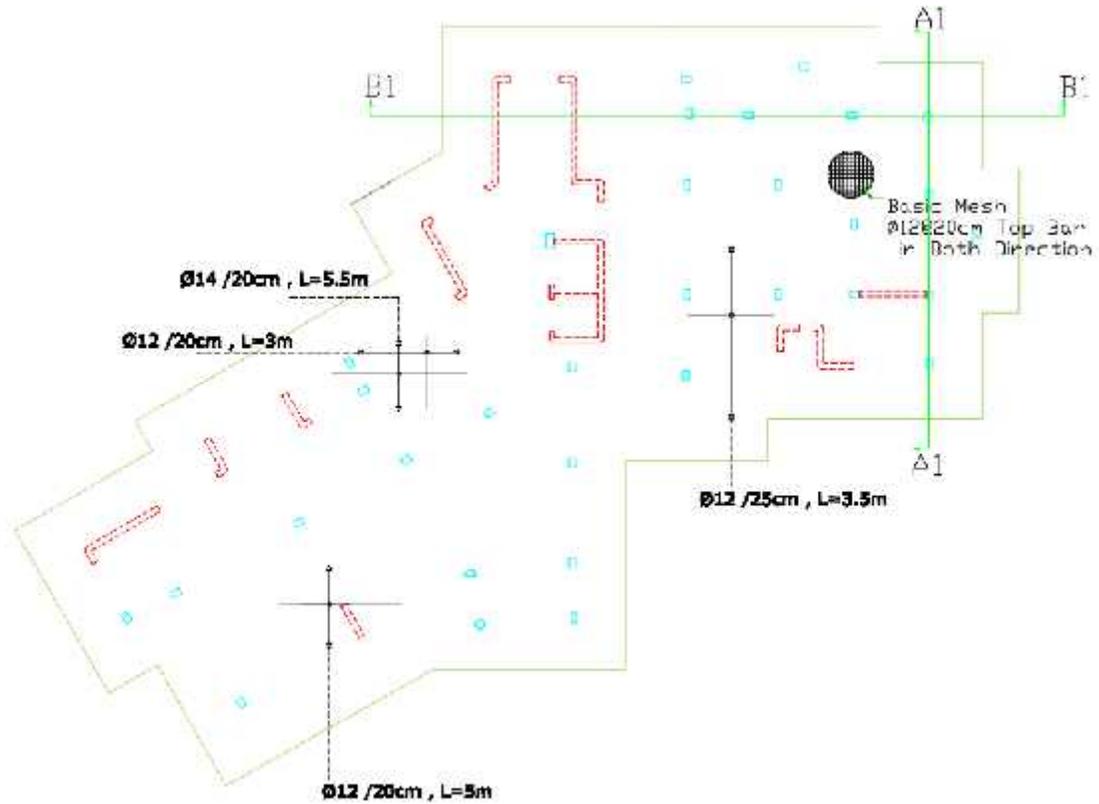
1.8 حساب كمي الحصيرة

2.8 حساب كميات

1.8 حساب كمي الحصيرة

(1-8) الذي يبين مخطط الحصيرة

الذي يبين تفاصيل الحديد (2-8) سنقوم بحساب التكلفة الكلية لتجهيز الحصيرة .



(1-8) : مخطط اساس الحصيرة.

٢- تكاليف الدمك :

تحتاج المدحلة لدمك طبقة من البيسكورس بسماكة 20 cm في الموقع على مساحة 694 m^2 الى 3 ايام بتكلفة يومية \$230 وتكلفة اجمالية تقارب \$690، علما بأن تكلفة طبقة البيسكورس \$2800.

$$\text{التكلفة الاجمالية} = 2800\$ + 690 \$$$

$$3490 \$ =$$

٣- حساب تكلفة الحديد المستخدم

• كمية الحديد المستخدم

بناء على تسليح الحصيرة كما ورد في steel list رقم S7 المرفق للنص فإن وزن الحديد الكلي حسب قطر البار كما يظهر في الجدول (1-8).

(1-8) : الوزن الكلي للحديد في الحصيرة حسب قطر البار.

الوزن الكلي Kg	الوزن / m Kg	الطول الكلي m	قطر البار mm ²
660.44	0.395	1672	Ø8
45.66	0.617	74	Ø10
7415.69	0.888	8351	Ø12
123.32	1.209	102	Ø14
11607.23	1.579	7351	Ø16
13287.35	1.999	6647	Ø18

كمية الحديد المستخدم = 33.1397 طن

• ثمن الحديد / طن = \$ 812

• تكاليف شراء الحديد = \$ 812 × 33.1397

$$26909 \$ =$$

- ثمن تنفيذ الحديد / طن = 120 \$
- ثمن التنفيذ للحديد المستخدم = $33.1397 \times 120 \$ = 3980 \$ =$
- تكاليف الحديد الكلية = $3980 \$ + 26909 \$ = 30889 \$ =$

٤- حساب تكلفة الخرسانة المستخدمة

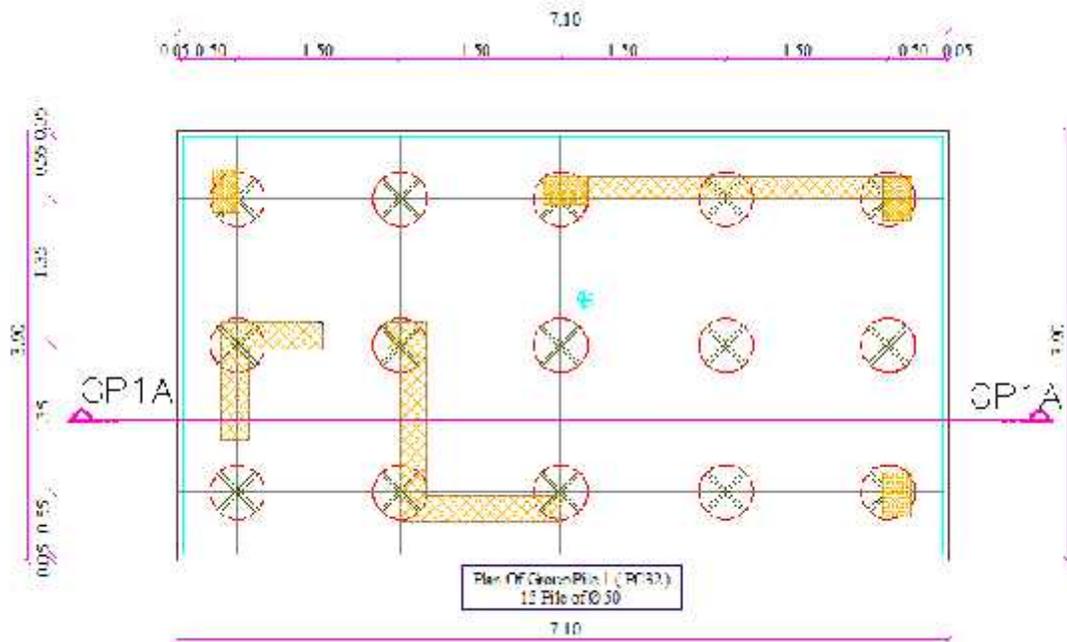
- حجم الخرسانة = مساحة الحصيرة \times ارتفاع الحصيرة
 $1.00 \text{ m} \times 681 \text{ m}^2 = 681 \text{ m}^3 =$
- فرشاة النظافة = مساحة فرشاة النظافة \times ارتفاع الفرشة
 $0.1 \text{ m} \times 693.34 \text{ m}^2 = 69.334 \text{ m}^3 =$
- كمية الخرسانة المستخدمة = $69.334 + 681 = 750.334 \text{ m}^3 =$
- ثمن كوب الخرسانة = $92.7 \$ =$
- تكاليف الخرسانة الكلية = $750.334 \text{ m}^3 \times 92.7 \$ = 69596 \$ =$

ثمن تجهيز الحصيرة = تكاليف الحفر + تكاليف الدمك + حديد +

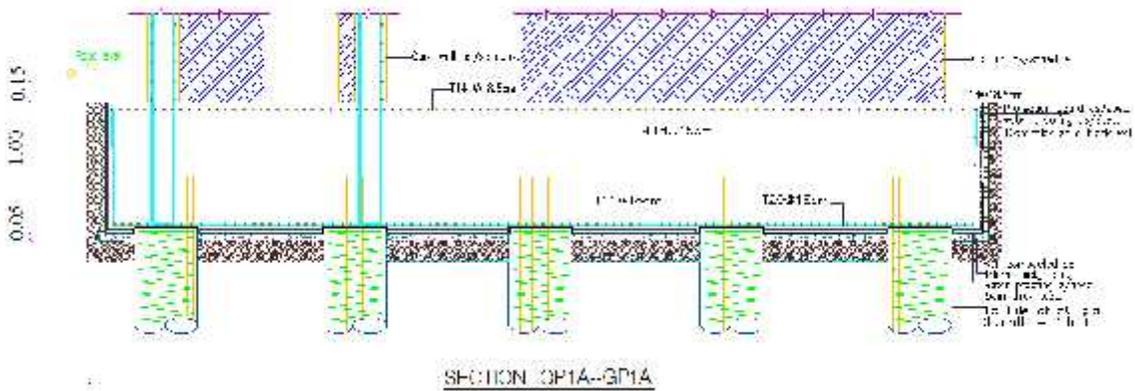
$$69596 \$ + 30889 \$ + 3490 \$ + 6766 \$ = 111191 \$ =$$

2.8 حساب كميات الوتاد

يوضح الشكل (3-8) نموذج من الوتاد المستخدمة في المشروع (GP1 – PC32) ، والشكل (4-8) المقطع GP1A- GP1A الذي يبين تفاصيل الحديد والخرسانة المستخدمة في الوتاد والوسائد .



(3-8) : (GP1 – PC32) .



(4-8) : مقطع الحديد والخرسانة (GP1A – GP1A) .

١- حساب تكلفة الحفر .

يتم حساب كمية الحفر للوسائد بناء على مساحة وسماكة الوسائد وليس على كامل مساحة المبنى وتحسب تكلفة الحفر للوسائد بناء على m^3 ، إذ تختلف آلية الحفر في الاوتاد عن الحصيرة وذلك لعمق الحفر في الاوتاد وتحسب تكلفة الحفر للأوتاد على عمق وقطر الوتد ، حيث تبلغ تكلفة الحفر لكل متر طولي لوتد حتى عمق 12m قيمة \$17 ولعمق اكبر من 12 m تبلغ تكلفة المتر الطولي \$20، ويبين الجدول (2-8) كمية الحفر اللازمة للوسائد وتكلفة الحفر للأوتاد.

(2-8): كمية الحفر للوسائد وتكلفة الحفر للأوتاد .

Total excavation cost of Piles \$	excavation cost of each Pile \$	Length of Pile m	Diameter of pile group, m	No. of pile	Excavation of cap m^3	Thickness m	Area m^2	No. of Pile Cap
544	136	8	0.50	4	2.89	0.80	3.61	PC1
680	170	10	0.50	4	3.61	1.00	3.61	PC2
272	68	4	0.50	4	2.89	0.80	3.61	PC3
476	119	7	0.50	4	2.89	0.80	3.61	PC4
٦٨٠	١٧٠	10	0.50	4	3.61	1.00	3.61	PC5
١١٢٠	٢٨٠	14	0.50	4	3.61	1.00	3.61	PC6
٦٨٠	١٧٠	10	0.50	4	3.61	1.00	3.61	PC7
٥٤٤	١٣٦	8	0.50	4	2.89	0.80	3.61	PC8
١٢٠٠	٣٠٠	15	0.50	4	3.61	1.00	3.61	PC9
١٤٤٠	٣٦٠	18	0.60	4	6.62	1.50	4.41	PC10
١٦٠٠	٤٠٠	20	0.60	4	6.62	1.50	4.41	PC11
١٨٤٠	٤٦٠	23	0.60	4	6.62	1.50	4.41	PC12
١٣٦٠	٣٤٠	17	0.50	4	4.41	1.00	4.41	PC13
١٣٦٠	٣٤٠	17	0.50	4	4.41	1.00	4.41	PC14
١٣٦٠	٣٤٠	17	0.50	4	4.41	1.00	4.41	PC15

مقارنة بين الحصيرة والاوْتاد

١٠٢٠	١٧٠	10	0.50	6	4.41	0.80	5.51	PC16
٤٧٦	١١٩	7	0.50	4	3.95	0.80	4.94	PC17
١١٢٠	٢٨٠	14	0.50	4	4.41	1.00	4.41	PC18
١٣٦	٦٨	4	0.50	2	1.13	0.50	2.15	PC19
١٠٠٠	٥٠٠	25	0.60	2	2.31	1.00	2.31	PC20
٢٠٠	١٠٠	6	0.50	2	1.52	0.80	1.90	PC21
٢٣٨	١١٩	7	0.50	2	2.10	1.00	2.10	PC22
٤٠٨	١٣٦	8	0.40	3	2.25	1.00	2.25	PC23
٤٥٩	١٥٣	9	0.40	3	2.25	1.00	2.25	PC24
١٠٤٠	٢٦٠	13	0.50	4	3.61	1.00	3.61	PC25
٧٦٥	١٥٣	9	0.60	5	6.40	0.80	8.00	PC26
٢٣٨	١١٩	7	0.60	2	2.00	0.70	2.86	PC27
٢٣٨	١١٩	7	0.60	2	2.00	0.70	2.86	PC28
٢٣٨	١١٩	7	0.60	2	1.84	0.70	2.63	PC29
٦١٢	١٥٣	9	0.50	4	3.68	0.80	4.60	PC30
٦١٢	١٥٣	9	0.50	4	4.70	0.80	5.88	PC31
٤٢٠٠	٢٨٠	14	0.50	15	28.06	1.00	28.06	PC32
٤٨٠٠	٣٢٠	16	0.50	15	12.69	1.00	12.69	PC33
816	136	8	0.5	6	8.45	1.00	8.45	PC34
33772 \$					161 m ³		166.41m ²	

- حجم الحفر للوسائد = $0.2 \text{ m} \times 166.41 \text{ m}^2 + 161 \text{ m}^3 = 194.3 \text{ m}^3 =$
- ثمن الحفر / $\text{m}^3 = 7.5 \text{ \$}$ للتربة الطينية .
- تكلفة الحفر للوسائد = $7.5 \text{ \$} \times 194.3 \text{ m}^3 = 1457 \text{ \$} =$
- تكلفة الحفر للأوتاد = $33772 \text{ \$}$

التكلفة الكلية للحفر = تكاليف الحفر للوسائد + تكلفة الحفر للأوتاد

$$33772 \$ + 1457 \$ =$$

$$35229 \$ =$$

٢- حساب تكلفة الحديد المستخدم

• تكلفة شراء الحديد

بناء على تسليح الوسائد كما ورد في (S22) steel list وتسليح الاوتاد (S21) المرفق للنص فإن وزن الحديد الكلي للوسائد حسب قطر البار كما يظهر في الجدول (3-8). وللأوتاد كما يظهر في الجدول (4.8)

(3-8): وزن الحديد الكلي في الوسائد حسب قطر البار.

الوزن الكلي Kg	الطول الكلي m	الوزن / m Kg	قطر البار mm ²
460.37	746.15	0.617	Ø10
1852.15	2085.75	0.888	Ø12
559.28	462.60	1.209	Ø14
1131.26	720.55	1.579	Ø16
1863.87	932.40	1.999	Ø18
1293.73	524.20	2.468	Ø20
456.11	152.75	2.986	Ø22
3327.73	863.00	3.856	Ø25
10484.13			

(4-8) : وزن الحديد الكلي في الأ

الوزن الكلي Kg	طول الحديد الكلي m	عدد القضبان /Pile	الطول الكلي للاوتاد	عدد الاوتاد	قطر الورد m	الوزن / Kg	قطر البار mm ²
596.86	378	7	51	6	D = 0.4	1.579	Ø16
22042.84	13960	10	1338	116	D = 0.5	1.579	Ø16
9699.24	3930	10	381	25	D = 0.6	2.468	Ø20
32338.94							

: تم اضافة 0.5 m مسافة تشريك الحديد بين الأوتاد والوسائد.
اي أن طول الحديد الكلي = (الطول الكلي للأوتاد + 0.5 * عدد الاوتاد) * عدد القضبان .

(5-8) : وزن الحديد الحلزوني المستخدم في الاوتاد .

الوزن الكلي Kg	طول الحديد الحلزوني الكلي، m	طول الحديد الحلزوني Ø12 / متر طولي	عدد الحلقات / متر طولي	قطر الورد m
679.32	765.0	15.0	20	0.40
25188.65	28365.6	21.2	20	0.50
10251.34	11544.3	30.3	22	0.60
36119.31				

حيث أن : طول الحديد الحلزوني Ø12 / متر طولي = $22 * 12 - 2 * 75 - 600 * \pi$
30.3 m =
وكمثل لباقي الاقطار . 400mm , 500mm .

- كمية الحديد المستخدم في الوسائد = 10.484 طن
- كمية الحديد المستخدم في الأوتاد = 32.339 طن
- كمية الحديد الحلزوني (spiral) = 36.119 طن
- عدد الوصلات الميكانيكية (Rebar mechanical) = 740 قطعة

$$\text{ثمان الحديد / طن} = 812 \$$$

$$\text{تكلفة حديد التسليح} = (32.339 + 10.484) \times 812 \$$$

$$= 34772 \$$$

$$\text{ثمان الحديد الحلزوني / طن} = 1070 \$$$

$$\text{تكلفة الحديد الحلزوني} = 36.119 \times 1070 \$$$

$$= 38647 \$$$

$$\text{تكلفة الوصلات الميكانيكية} = 740 \times 30 \$$$

$$= 22200 \$$$

تكلفة شراء الحديد = تكلفة حديد التسليح + تكلفة الحديد الحلزوني + تكلفة الوصلات الميكانيكية

$$22200 \$ + 38647 \$ + 34772 \$ =$$

$$= 95619 \$$$

● تكلفة تنفيذ الحديد

- تنفيذ الحديد للوسائد

$$\text{ثمان تنفيذ الحديد / طن} = 120 \$ \text{ للوسائد}$$

$$\text{ثمان التنفيذ للحديد المستخدم} = 10.484 \text{ Ton} \times 120 \$$$

$$= 1258 \$$$

- تنفيذ الحديد للأوتاد

$$\text{ثمان تنفيذ الحديد / طن} = 150 \$$$

$$\text{ثمان التنفيذ للحديد المستخدم} = 68.5 \text{ Ton} \times 150 \$$$

$$= 10275 \$$$

$$10275 \$ + 1258 \$ = \text{تكلفة تنفيذ الحديد}$$

$$11533 \$ =$$

تكلفة الحديد الكلي المستخدم = تكلفة شراء الحديد + تكلفة تنفيذ الحديد

$$11533 \$ + 95619 \$ =$$

$$107152 \$ =$$

٣- حساب تكلفة الخرسانة

$$\bullet \text{ حجم الخرسانة للوسائد} = 161 \text{ m}^3$$

$$\bullet \text{ حجم فرشاة النظافة} = 0.05 \times 161 \text{ m}^2 =$$

$$8 \text{ m}^3 =$$

• حجم الخرسانة في الاوتاد = مساحة الوتد \times الطول الكلي للأوتاد

$$(381 \times \frac{\pi \times 0.6^2}{4}) + (1338 \times \frac{\pi \times 0.5^2}{4}) + (51 \times \frac{\pi \times 0.4^2}{4}) =$$

$$379 \text{ m}^3 =$$

• كمية الخرسانة المستخدمة = $8 \text{ m}^3 + 379 \text{ m}^3 + 161 \text{ m}^3 =$

$$548 \text{ m}^3 =$$

• ثمن كوب الخرسانة = $92.7 \$ =$

تكاليف الخرسانة الكلية = $548 \text{ m}^3 \times 92.7 \$ =$

$$50800 \$ =$$

التكلفة الاجمالية لتجهيز الاوتاد = $\text{تكلفة الحديد} + \text{تكاليف الخرسانة}$

$$50800 \$ + 107152 \$ + 35229 \$ =$$

$$193181 \$ =$$

مقارنة بين الحصيرة والاطاد

ومن خلال ما سبق نقوم بمقارنة بين الحصيرة والاطاد في الجدول (6-8).

(6-8) : مقارنة بين اساس الحصيرة والاطاد

من حيث	الحصيرة	
نشائية	أمن	أمن
	على مرحلة واحدة	على مراحل (الوسائد / الأوتاد)
	يحتاج الى دمك	لا يحتاج
التقنيات	تقنيات عادية (مدحلة / Dozer)	تقنيات حديثة (حفار ميكانيكي / Dozer / وصلات ميكانيكية)
التنفيذ	اقل وقت	وقت أطول
	111191 \$	193181 \$

نتيجة لما سبق نتوجه الى اختيار الحصيرة وذلك لأنها تحقق الجدوى الاقتصادية وسهولة التنفيذ وتوفر الوقت والجهد مما يجعل اساس الحصيرة الخيار الأنسب لإعتماده في التنفيذ للمبنى المدروس .

والتوصيات

1.9

التوصيات 2.9

3.9

- . اظهرت نتائج تحليل وتصميم الاساسات المنفردة ان المساحة الكلية المطلوبة لحمل المبنى اكبر من المساحة الطابقية للمنشأة ولذلك لا بد من اللجوء الى الاختيار بين اساس الحصيرة او الاساسات العميقة.
- . تحمل التربة هي 200KN/m^2 .
- . اظهرت نتائج حسابات تكلفة انشاء الحصيرة والاساسات العميقة أن اساس الحصيرة اكثر اقتصادية وأوفر في الوقت والجهد
- . اكتساب المهارة في اختيار نوع الاساس الانسب من خلال تحليل وتصميم انواع مختلفة من الاساسات .
- . من أهم خطوات التصميم الانشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم .

2.9 التوصيات

يوصي فريق البحث بإستخدام اساسات الحصيرة للتنفيذ الانشائي في الموقع بناء على ما ورد من تحليل ونتائج، إذ تبين أن الحصيرة لها جدوى اقتصادية أفضل وقدرة تحملها عالية وافضل من ناحية التنفيذ . كما يوصي فريق الـ بوضع طبقة من البيسكورس صنف a قبل القيام بالدحل وإجرا الفحوصات المخبرية للتأكد من عدم حدوث انتفاخ او هبوط للتربة قبل البدء بالتنفيذ. م انشائي ان يتميز بالحس الهندسي والقدرة على تجاوز اي مشكلة قد تعترضه في المشروع وبشكل

التصميمية المحوسبة.

1. American Concrete Institute (A.C.I), **Building code Requirement for structural concrete** (ACI-318M-08).
2. Harry Parker. Simplified design of concrete structure. Sixth edition 1991.
3. Joseph E.Boweles. Foundation analysis and design. Firsr Edition 1968.

. 2006

. هندسة الاساسات والجدران الاستنادية .

. القاهرة .

. محمد ابو الهيجا . مقارنة بين الاساسات لمبنى متعدد الادوار .

. البكالوريوس ، جامعة بوليتكنك فلسطين ، الخليل ، فلسطين ،