بسم الله الرحمن الرحيم

التصميم الإنشائي لمبنى إدارة جامعة بوليتكنك فلسطين المقترح

" مدينة حلحول "

فريق العمل

ضياء عيسى خليل البطش عبدالمنعم ماجد عبدالمنعم النموره

إشراف :

د. ماهر عمرو.

تقرير مشروع التخرج

مقدم الى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنك فلسطين

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على درجة البكالوريويس

في الهندسة تخصص هندسة مباني

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل- فلسطين

حزيران – ٢٠٠٨

بسم الله الرحمن الرحيم

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

التصميم الإنشائي لمبنى إدارة جامعة بوليتكنك فلسطين المقترح في مدينة حلحول

فريق العمل

ضياء عيسى خليل البطش

عبدالمنعم ماجد عبدالمنعم النموره

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 مشرف المشروع	**توقيع رئيس الدائرة**
د.ماهر عمرو	**د.هيثم عياد**
.....	.....

حزيران – ٢٠٠٨

الاهداء

الى الانسان ذو القلب الكبير الذي لا حدود لمحبته ولا نهاية لعطائه .

الى من ربانى صغيرا بالعطف والرعاية وربانى كبيرا بالحب والحنان .

الى مدرستي التي تعلمت فيها حب الوطن والعطاء والصبر والاخلاص.

والدينا العزيزان

الى من اسمها أغنيتي في صغري ورضاها أملي في عمري وبرها رجائي في حياتي

الى نبع العطاء الذي لا ينضب الى من جعل الله جنته تحت قدميها.

الى الحب والحنان والدفئ.

امهاتنا الحنونات

الى حراس العقيدة والوطن الى من بذلوا ارواحهم في سبيل عزة هذه الأمة .

الى من بذلوا دماءهم لتبني أسطورة العز والفخار.

الى اولئك الأسود الرابضة خلف القضبان.

إلى كـــل من أحـــبنا وأحـــببناه.

ضياء البطش
عبدالمنعم النموره

الشكر والتقدير

إن الشكر لله اولاً واخيراً على عظيم نعمه التي اتمها علينا والذي علمنا فاحسن تعليمنا كما يليق بجلال وجهه وعظيم سلطانه

ثم

نتقدم بجزيل الشكر إلى كل من أسهم في إخراج هذا العمل إلى حيز الوجود ، إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في جامعة بوليتكنك فلسطين متمثلة بجميع أساتذتها وعامليها على عطائهم المتميز وتعاونهم وتشجيعهم المستمر ، ونخص بالذكر د. ماهر عمرو مشرف المشروع لما قدمه من تشجيع ودعم وثقة والذي زودنا ببعض المراجع والمعلومات التي ساعدت على إكمال هذا العمل .

ولاننسا إلى كل من قدم لنا يد العون والمساعدة واخص بالذكر الدكتور غسان دويك.

ولا يفوتنا أن نتقدم بعظيم امتنانا إلى أفراد أسرتنا الذين قدموا كل الدعم والعطاء المادي والمعنوي وأتاحوا لنا كل الفرص لكي نصل إلى هذه الدرجة.

التصميم الإنشائي لمبنى إدارة جامعة بوليتكنك فلسطين المقترح في مدينة حلحول

اعداد :

ضياء عيسى البطش عبد ماجد المنعم النموره

جامعة بوليتكنك فلسطين

ملخص المشروع

يمكن تلخيص فكرة المشروع في عمل تصميم انشائي لمبنى ادارة جامعة بوليتكنك فلسطين المقترح في مدينة حلحول بحيث يشمل التصميم على عمل جميع التصاميم الانشائية والمخططات التنفيذية وكافة التفاصيل اللازمة لهذا المبنى.

والمشروع مكون من مبنى الادارة الذي يقع في منطقة "قلع بعبز" في مدينة حلحول، ويضم المبنى عدة دوائر واقسام منها دائرة القبول والتسجيل ، ودائرة الموارد البشرية ودائرة التخطيط والتطوير وغيرها اضافة الى مكتب رئيس الجامعة.

وقد تم تصميم المبنى وفقا لكود الخرسانة الامريكي المتبع في عمل التصميم الانشائي لجميع العناصر الانشائية ، ويحتوي المشروع على التفاصيل الكاملة لتحليل الاحمال الافقية والراسية من احمال حية وميتة واحمال بيئية، ومن ثم توزيعها على العناصر الانشائية الراسية والافقية ، ثم التحليل الانشائي لكل عنصر وذلك لتصميم المبنى حسب الكود المتبع . وهذا قد تمت مراجعة جميع المخططات المعمارية لتتوافق مع التصميم الانشائي.

Structural Design and Details for suggested Administration Building in Halhool city

Prepared by:

Abedalminim Majid A. Alnamoora **Diya' Issa AL Batsh**

Polytechnic university Palestine-2008

Abstract

The idea of this project is to design the Palestine polytechnic university management building, in Halhool city and making all the necessary drawings and details.

The management building consists of many departments such as the admission department and human resources in addition to the president of the university office.

The building was designed according to the ACI code. And will contain the complete details for the structural key plan of the project.

The project contains the structural analysis for vertical and horizontal loads and the structural design and details for each member in the project.

Table of Contents

الفهرس

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	i
صفحة	ii
صفحة الإهداء	iii
صفحة الشكر والتقدير	iv
صفحة الملخص باللغة العربية	v
صفحة الملخص باللغة الانجليزية	vi
الفهرس	vii

		رقم الصفحة
الفصل الأول	المقـدمـة	١
١-١	مقـدمـةً	٢
٢-١	تمـهـيد	٣
٣-١	الهدف من المشروع	٤
٤-١	مشكلة المشروع	٥
٥-١	نطاق المشروع (حدود المشروع)	٦
٦-١	محتوى المشروع (مراحل الدراسة)	٨
٧-١	المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع	٩
الفصل الثاني	الوصف المعماري للمشروع	١٠
١-٢	مقدمة	١١
٢-٢	لمحة عامة عن المشروع	١٢
٣-٢	فكرة المشروع	١٢
٤-٢	موقع المشروع	١٣
٥-٢	ترتيب فراغات ووظائف المبنى	١٥
٦-٢	اسباب واهمية اختيار الموقع	١٦
٧-٢	عناصر المشروع المقترح	١٧
٨-٢	الحركة	٢٣
٩-٢	وصف الواجهات	٢٤

٢-١٠	مقاومة الحريق	٢٨
٢-١١	عزل الصوت	٢٨
الفصل الثالث	وصف العناصر الإنشائية	٢٩
٣-١	مقدمـــة	٣٠
٣-٢	هدف التصميم الإنشائي	٣٠
٣-٣	طرق التصميم الانشائي	٣١
٣-٤	الأحمال	٣٢
	٣-٤-١ الأحمال الرئيسية المباشرة	٣٣
	٣-٣-١-١ الأحمال الميتة	٣٣
	٣-٣-١-٢ الأحمال الحية	٣٥
	٣-٣-١-٣ الأحمال البيئية	٣٦
	٣-٤-٢ الأحمال الرئيسية غير المباشرة	٣٩
	العناصر الإنشائية	٣٩
٣-٥	العقدات	٤١
	٣-٥-١ العقدات المصمتة (Solid Slabs)	٤١
	٣-٥-٢ عقدات العصب	٤٣
٣-٦	الجسور	٤٥
٣-٧	الأعمدة	٤٨
٣-٨	الجدران الحاملة (جدران القص):	٥٠
٣-٩	الأساسات	٥١
	٣-٩-١ اساس مستمر	٥٢
	٣-٩-٢ اساس منفصل	٥٣
	٣-٩-٣ اساس مشترك	٥٣
	٣-٩-٤ اساس اللبشة	٥٤
٣-١٠	الجدران الإستنادية	٥٥
٣-١١	فواصل التمدد (Expansions Joints)	٥٦
٣-١٢	برامج الحاسوب المستخدمة	٥٧
Cha. Four	**Structural Analysis and Design**	**58**
4-1	**Introduction**	**59**

60	Design of ribs (R15) in the Ground floor	4-2
60	Determination of thickness of two way ribbed slab	4-2-1
61	Dead Load Calculations	4-2-2
62	Design of Rib 15	4-2-3
63	Design for Positive Moment:	4-2-3-1
66	Design for Negative Moment:	4-2-3-2
68	Design of shear reinforcement:	4-2-3-3
68	Length of Bars	4-2-3-4
69	Topping Design	4-2-4
70	Design of Tow way Ribbed slab:	4-3
70	Dead Load Calculations	4-3-1
72	Designs of moment	4-3-2
72	Designs of positive moment in X-direction	4-3-2-1
73	Designs of positive moment in Y-direction	4-3-2-2
73	Designs of Negative moment in X-direction	4-3-2-3
74	Designs of Negative moment in Y-direction	4-3-2-4
75	Design of shear:	4-3-3
76	Topping Design	4-3-4
77	Design of Beams	4-4
77	Design moment of beam (01):	4-4-1
79	Min Reinforcement 0f Beam	4-4-1-1
79	Positive moment reinforcement	4-4-1-2
81	Negative moment reinforcement	4-4-1-3
82	Design of Shear Reinforcement	4-4-2
84	Length of Bars	4-4-3
٨٥	Design Solid slab of Elevator	٤ـ٥
٨٥	Determination of loads	٤ـ٥ـ١
٨٦	Min reinforcement	٤ـ٥ـ٢
٨٦	Lateral reinforcement for one meter strip	٤ـ٥ـ٣
٨٦	Top reinforcement	٤ـ٥ـ٤
٨٦	Design of shear reinforcement	٤ـ٥ـ٥
٨٨	Design of column	٤ـ٦
88	Design of column (C2)	4-6-1
88	Check slenderness effect:	4-6-1-1
89	Lateral Ties Selection	4-5-1-2
90	Design of Isolated Footing: (F6)	4-7
90	Footing Area	4-7-1
91	Determine the depth based on shear strength	4-7-2
91	Check this depth for two way shear action (punching)	4-7-2-1
93	Check transfer of load at base of column	4-7-2-2
93	Development Length (L_d)	4-7-2-3
94	Design for Bending Moment	4-7-3
94	Development Length (Ld)	4-7-3-1

95	Design of Strip Footing (wall footing)	4-8
95	Calculation of load	4-8-1
96	Design of footing width	4-8-2
96	Design of footing thickness	4-8-3
97	Design of Bending	4-8-4
97	Design of dowels	4-8-5
99	Design Mat footing under Elevator	4-9
99	Load calculations	4-9-1
99	Check of Bearing capacity for Section [B-B]	4-9-2
100	Estimation of footing depth	4-9-3
100	Design of reinforcement	4-9-4
100	Design of positive moment	4-9-4-1
101	Design of negative moment	4-9-4-2
102	Top reinforcement in Y direction	4-9-4-3
103	Design Double Flat Stair	4-10
103	Load Determination	4-10-1
105	Stair reinforcement Design of one meter strip	4-10-2
105	Min reinforcement	4-10-2-1
106	Lateral reinforcement for one meter strip	4-10-2-2
106	Design of shear reinforcement	4-10-3
107	Design of Basement Wall	4-11
107	Design Against Earth Load	4-11-1
108	Calculation of loads	4-11-2
109	Thickness of the retaining wall	4-11-3
110	Wall Reinforcement	4-11-4
110	Main reinforcement	4-11-4-1
110	Secondary Reinforcement	4-11-4-2
111	Design of Strip Footing (for basement wall)	4-11-5
111	Calculation of load	4-11-5-1
111	Design of footing width	4-11-5-2
112	Design of footing thickness	4-11-5-3
112	Design of Bending	4-11-5-4
113	Design of Dowels	4-11-5-5
115	Design of Shear Wall	4-12
115	Determination of location of shear centroid (So)	4-12-1
116	Determination Parts Of Translation	4-12-2
117	Determination Parts Of Rotation	4-12-3
122	Calculation of Floors Weight	4-12-4
123	Calculation of shear force on "shear walls"	4-12-5
124	Load Calculation of Wall (Sh.W8).	4-12-6
125	Design of Reinforcement	4-12-7
125	Design in plain Concrete	4-12-7-1
126	Design of shear	4-12-7-2
126	Design of Vertical Reinforcement	4-12-7-3

4-12-7-4	**Design of Moment (Boundary).**	**127**
الفصل الخامس	النتائج و التوصيات	**129**
٥-١	**التوصيـــات**	**130**
٥-٢	**الإستنتاجـــات**	**131**

فهرس الجداول

الجدول	رقم الصفحة

جدول (1-1) يبين دراسة مبنى الإدراة في الماضي والحاضر	٠٤
جدول (1-2) يبين الجدول الزمني للمشروع	٠٩
جدول (2-1) يبين توزيع الفراغات في الطابق الأرضي	١٨
جدول (2-2) يبين توزيع الفراغات في الطابق الأول	٢٠
جدول (2-3) يبين توزيع الفراغات في الطابق الثاني	٢١
جدول (2-4) يبين توزيع الفراغات في الطابق الثالث	٢٢
جدول (3-1) يبين الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	٣٤
جدول (3-2) يبين الاحمال الحية لعناصر المبنى	٣٦
جدول (3-3) يبين احمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	٣٨
Table (4-1): Moment Tow Way Solid Slab Coefficients	72
Table (4-2): Earth Pressure Coefficients	108
Table (4-3): Moment of Inertia at X & Y.	115
Table (4-4): Parts of Translation at X direction.	116
Table (4-5): Parts of Translation at Y direction.	117
Table (4-6): Determination Iw.	118
Table (4-7): Parts of Rotation at X direction due to Mx.	119
Table (4-8): Parts of Rotation at Y direction due to Mx.	119
Table (4-9): Parts of Rotation at X direction due to My.	121
Table (4-10): Parts of Rotation at Y direction due to My.	121

124 **Table (4-11): Percentage Every Wall from Horiz. Force.**
124 **Table (4-12): Loads Distribution in Wall no. 8 .**

فهرس الجداول

الشكل	رقم الصفحة

الشكل(1-1) خطوات العمل بالمشروع ٠٧
الشكل(2-1) الموقع العام لجامعة بوليتكنك فلسطين ١٤
الشكل(2-2) الموقع العام لمنبى الإدراة ١٥
الشكل(2-3) المسقط الافقي لطابق التسوية ١٧
الشكل(2-4) المسقط الافقي لطابق الأرضي 19

الشكل(2-5) المسقط الافقي لطابق الأول	20
الشكل(2-6) المسقط الافقي لطابق الثاني	21
الشكل(2-7) المسقط الافقي لطابق الثالث	22
الشكل(2-8) الواجهة الشمالية	25
الشكل(2-9) الواجهة الشرقية	26
الشكل(2-10) الواجهة الغربية	27
الشكل(2-11) الواجهة الجنوبية	27
الشكل(٣-١) تفصيلة العقدة المتبعة في أخذ الأحمال الميتة	٣٤
الشكل(٣-٢) تركيب وتوزيع العناصر الإنشائية في المنشأ	٤٠
الشكل(٣-٣) تركيب وتوزيع الأحمال في عقدة مصمتة ذات أتجاه واحد	٤٢
الشكل(٣-٤) تركيب وتوزيع الأحمال في عقدة مصمتة ذات اتجاهين	٤٣
الشكل(٣-٥) يبين مقطع في عقدة العصب	٤٤
الشكل(٣-٦) عقدة الأعصاب ذات أتجاه واحد	٤٤
الشكل(٣-٧) عقدة أعصاب ذات أتجاهين تحميل	٤٥
الشكل(٣-٨) تقسيم الجسور إنشائياً	٤٦
الشكل(٣-9) مقاطع في جسور مسحوره	٤٦
الشكل(٣-10) مقاطع ف جسور مدلاه	47
الشكل(٣-11) جسر طولي عل شكل (T)	48
الشكل(٣-12) عمود ذو مقطع مربع	49
الشكل(٣-13) مقاطع لأعمدة مختلفة	49
الشكل(٣-14) جدار حامل (Shear wall)	51
الشكل(٣-15) اساس مستمر	52
الشكل(٣-16) اساس منفصل مع عمود	53
الشكل(٣-17) اساس مشترك ذو عمودين	54
الشكل(٣-18) قاعدة اللبشة (Raft Foundation)	55
الشكل(٣-١٩) جدار استنادي من نوع داعم	56

List of Figures

Description **page**

Figure (4-1): Section In One Way Ribbed Slab **61**

Figure (4-2): Spans Length . **62**

Figure (4-3): Spans Location . **62**

Figure (4-4): The design moment for the Rib(15) **63**

Figure (4-5): The shear moment for the Rib(15) **68**

Figure (4-6): Topping Design **69**

Figure (4-7): Location of Tow way Rib. **71**

Figure (4-8): Location of Beam No. One. **77**

Figure (4-9): section in Beam No. One. **78**

Figure (4-10): The design moment for the Beam (01) **79**

Figure (4-11): The shear for the Beam (01) **82**

Figure (4-12): Solid Slab For Elevator . **87**

Figure (4-13): Elevation with section of column (C2) **89**

Figure (4-14): Top view of Isolated Footing (F 6). **90**

Figure (4-15): Side view(Section) of Footing (F 6). **93**

Figure (4-16): Detail of Footing No. Six **95**

Figure (4-17): section in Strip Footing. **98**

Figure (4-18): Top view of Mat Foundation(Under Elevator). **99**

Figure (4-19): section in Elevator Foundation. **102**

Figure (4-20): Double Flats Stairs **103**

Figure (4-21): Section in Stair . **104**

Figure (4-22): Details of Stair (Double Flat) . **106**

Figure (4-23): Basement Wall Case . **107**

Figure (4-24): Details of Basement Wall &Footing. **114**

Figure (4-25): Location of Shear Wall No. 8 . **125**

Figure (4-26): Detail of Shear Wall No. 8 **128**

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).

- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width, or diameter of circular section.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **Fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **I** = moment of inertia of section resisting externally applied factored loads.
- **Ln** = 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.
- **LL** = live loads.
- **Ld** = development length.
- **Lw** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.
- **Pu** = factored axial load
- **S** = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete. (Kg/m^3).
- **W** = width of beam or rib.

- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.

المقدمـــة

(١-١) مقدمـة

(١-٢) تمهيد

(١-٣)الهدف من المشـروع

(١-٤)مشكلة المشـروع

(١-٥) حدود المشروع (نطاق المشروع)

(١-٦) محتوى المشروع (مراحل الدراسة)

(١-٧) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع

المقدمة:

بدأت حياة الإنسان في القدم كحياة بسيطة و يسيرة بكافة ملامحها و اشكالها حيث كان الانسان يحصل على ما يريد من البيئة المحيطة اما بالصدفة او عن طريق التسلسل لوصوله الى مبتغاه ، اذ انه اتخذ من الكهوف بيوتا ، ومن اوراق الاشجار و جلد الحيوان ثيابا ، ومن الشعلة ضوء يستنير به من الظلام وكان الانسان القديم في صراع دائم مع الحياة وما فيها من معوقات ومستجدات.

بعد هذه الحياة البسيطة التي مر فيها الانسان أخذت حياته بالرقي و التطور شيئا فشيئا وذلك حسب احتياجاته الضرورية في كافة مظاهر الحياة وما يستجد من أمور مختلفة ، ومن اجل هذه الاحتياجات والمتطلبات سعى بدون كلل او ملل لتحقيق كل ما يحتاج إليه للتأقلم مع ضروريات الحياة الجديدة.

وكان الانسان منذ القدم وهو يسعى إلى التعلم والتطور من حين لآخر و قد حظي العلم بمكانة عالية وعناية فائقة عند العرب والمسلمين منذ بزوغ شمس الإسلام حيث كان العلم يختصر على الجلسات التعليمية في المساجد، وبعد ذلك اتسعت هذه المجالس لتتطور إلى ما يسمى القراء وهي أماكن كانت يتم بناؤها ليتم مزاولة التعليم فيه وتكون مخصصة للتعلم فقط، وبعده تم بناء المدارس ومن ثم الكليات حتى وصلنا إلى يومنا هذا للدراسة بالجامعات التي أصبحت من أهم القوى التعليمية التي يتمتع بها مجتمعنا المحلي .

تمهيد :

نجد في محافظة الخليل إن جامعة بوليتكنك فلسطين هي من أهم وأقوى الجامعات فيها ، ليس هذا وحده بل إن الجامعة أصبحت من أقوى وأكثر الجامعات منافسة على مستوى الوطن بل على مستوى الشرق الأوسط .

كانت جامعة بوليتكنك فلسطين تقتصر على مبنى واحد في وسط المدينة ، وبعد زيادة عدد التخصصات وما قابله من زيادة في عدد الطلاب فرض على إدارة الجامعة زيادة عدد المباني في مناطق مختلفة من مدينة الخليل بسبب ضيق المكان الموجود به مبنى الإدارة في وسط المدينة وفي مايلي جدول رقم (١-١)، يبن مساحة مبنى الإدارة الحالي وعدد الطلاب الذي يخدمهم في شتى المجالات مثل المالية والتسجيل وأمور أخرى ويتم درج في الجدول مساحة المبنى المقترح أيضا وعدد الطلاب المتوقع أن يحويه هذا المبنى ، وبسب حاجة الطلاب والمدرسين إلى التواصل مع الإدارة في شتى المجالات والخدمات أصبح هناك حاجة ماسة لتوحيد مباني الجامعة لتصبح جامعة تضم جميع التخصصات والمباني ضمن حرم جامعي واحد ، لذلك تم عمل تصميم مقترح لجامعة بوليتكنك فلسطين في مدينة حلحول بجميع كلياتها بما فيها مبنى الإدارة العامة للجامعة.

وتسعى الجامعة حاليا لتنفيذ المخطط المقترح للجامعة في مدينة حلحول ولكن هناك بعض المعوقات التي تحيط بهذه المساعي من أهمها مشاكل سياسية لها علاقة بالوضع الفلسطيني المتردي خاصة وان قوات الاحتلال تعمل على منع أي عمل يكون له مردود ذو فائدة يمكن أن يستفيد منه الشعب الفلسطيني مما حال بعدم إعطاء الجامعة التراخيص اللازمة لذلك وهناك بعض المشاكل المادية والاقتصادية لهذا المشروع اذ انه يحتاج إلى أموال طائلة ليتم تنفيذه على أكمل وجه .

(١)

البـنـد	مبنى الادراه الحالي	مبنى الادراه المقترح
المساحة (m^2)	١٤١٨	٣٥٨٠
عدد الطلاب المسجلين	٢٠٠٥/٢٩٠٠م	٢٠٠٩/٤٤٠٠م
عدد الأقسام	سبعة أقسام	عشرة أقسام
عدد القاعات	ثلاث	خمس
عدد المختبرات	اثنان	لايوجد
عدد المراسم	واحد	لايوجد

جدول رقم (١-١)

الهدف من المشروع :

بعد دراسة أولية للمشروع يمكن حصر الأهداف الرئيسية المنشود تحقيقها ضمن أطار هذا المشروع في عدد من النقاط على النحو التالي :

١) العمل على توفير التصميم الإنشائي المتكامل و المتتالي لمختلف العناصر الإنشائية الموجودة في مبنى الإدارة المقترح سواء كانت عناصر رئيسية للمبنى او ثانوية، بحيث يتم القيام بتجهيز و إنهاء مختلف المخططات الإنشائية لجميع أنواع العناصر الإنشائية في هذا المبنى.

٢) العمل على توظيف و تطبيق كافة المعلومات التي اكتسبناها في حياتنا الدراسية وذلك من خلال المساقات المختلفة وإرشادات المدرسين في شتى المجالات سواء كانت ضمن المساق او خارجه وذلك للوصول إلى مشروع متكامل.

(١): قراءات من دائرة التخطيط والتطوير في جامعة بوليتكنك فلسطين (سهيل سلهب)

٣) التعرف على نماذج و طرق إنشائية جديدة لم نحصل عليها او نكتسبها خلال دراستنا و معرفة كيفية التعامل معها عن طريق الرجوع إلى المراجع مختلفة او بدراسته مع مدرسي التخصصات و ذلك حسب الحاجة إليها.

٤) العمل على تجهيز المخططات الإنشائية التفصيلية و التنفيذية لتكون جاهزة للعمل بها عند البدء بالعمل على تنفيذ هذا المشروع.

وبهذا يمكن أن يعد المشروع بمثابة مرجع متكامل في شتى المجالات الإنشائية من تحليل و تصميم و دراسة مختلف العناصر الإنشائية في المباني المختلفة لما يحويه من أمثلة و تطبيقات متعددة على هذه الموضوعات.

مشكلة المشروع :

هو عبارة عن تصميم إنشائي كامل لمبنى الإدارة العامة المقترح لجامعة بوليتكنك فلسطين في مدينة حلحول ويقع هذا المبنى على قمة جبلية في منطقة "قلع بعبز" وتحتوي المخططات الموجودة على طرق إسفلتية تقسم ارض الجامعة إلى عدة أقسام ويظهر في الموقع المقترح لمبنى الإدارة اختلاف واضح في مناسيب منطقة البناء وخاصة المنسوب الأمامي والخلفي للمبنى و هذا يعمل على إبراز المبنى بشكل مختلف في جميع الاتجاهات ويحتوي المبنى على الإدارة العامة للجامعة و قسم الاستقبال بالإضافة إلى الدوائر العامة بكافة أقسامها المالية و التسجيل و التعليم المستمر والتخطيط و التطوير و المستودعات و غيرها.

وهذا المشروع يشمل جميع الدراسات لكافة العناصر الإنشائية المتوقع وجودها في المبنى المقترح ، وتختلف هذه العناصر مع اختلاف تضاريس المنطقة المجود عليها المبنى باختلاف الشكل المعماري له من حيث دراسة مواقع الأعمدة وتحديد أنواع العناصر الإنشائية الحاملة و المحمولة ، وكذلك تحليل و تصميم العناصر الإنشائية الرئيسية من أساسات و أعمدة و

عقدات وجدران قص وتجهيز المخططات التنفيذية و التفصيلية الكاملة لتكون جاهزة للتنفيذ.

حدود المشروع (نطاق المشروع) :

بعد دراسة موسعة لخطوات المشروع تم إجمال مراحل دراسة المشروع في الخطوات التالية و المبينة في الشكل التالي :

١) الدراسة الدقيقة و المتعمقة لمختلف المخططات المعمارية الموجودة ضمن مبنى الإدارة العامة للجامعة بشكل مفصل.

٢) في حالة الحاجة القصوى إلى إجراء تعديل معماري مقترح بعد دراسة المخططات المعمارية سوف يتم مراجعة مرجع هذه المخططات المعمارية (الدكتور غسان الدويك) ليتم مشاورته في أي تعديل مقترح يراد إدخاله او تغيره على المخططات، وفي حال وجود نقص في أي من المخططات المعمارية سنقوم برسمها و توضيحها.

٣) العمل على دراسة نموذج المبنى بشكل عام وبشكل متكامل و تحديد العناصر الإنشائية التي يمكن أن يحتويها المشروع.

٤) تحديد كافة أنواع الأحمال المتوقعة او التي يمكن أن تكون موجودة في المبنى من أحمال ميتة و أحمال حية و أخرى بيئية بشتى أنواعها، حيث أن قيم هذه الأحمال تعتمد بشكل أساسي على نوع المبنى المراد إنشائه

٥) القيام بعملية التحليل الإنشائي لكل العناصر الإنشائية الموجودة في المبنى بشتى تفاصيلها و كيفما كانت.

٦)القيام بعملية التصميم الإنشائي لمختلف العناصر الإنشائية بحيث يتم التقيد بالمتطلبات العملية و الوظيفية الهندسية في هذا المجال.

٧)التأكد من عملية التصميم و ذلك عن طريق التأكد من صحة و منطقية حلول التصميم

التي تم التوصل إليها نهاية المشروع.

٨) الوصول إلى أخر مراحل المشروع و ذلك بالقيام بتجهيز المخططات الإنشائية و التنفيذية لجميع العناصر وجميع الكتل التي يحتويها المبنى.

والشكل (١-١) يوضح مراحل التصميم الإنشائي لمبنى الادراه بشكل متسلسل :

الشكل (١-١): خطوات العمل بالمشروع .

محتوى المشروع (مراحل الدراسة) :

بعد الاطلاع على المخططات المعمارية للمشروع وعمل وصف كامل وشامل للمشروع معماريا سوف تقتصر الدراسة بشكل رئيسي في هذا المشروع على إعداد المخططات الإنشائية الهندسية المطلوب لمختلف العناصر الإنشائية في المبنى المقترح على تنوعها ، لتتكامل هذه التصاميم مع التصاميم المعمارية المعدة مسبقا و تشكل بمجملها وحدة واحدة متكاملة قابلة للتنفيذ عند الحاجة لذلك بشكل تام ، وبهذا تم تقسيم المشروع إلى ستة فصول على النحو التالي :

١. **الفصل الأول:**

وفيه وصف مبسط للمشروع، حيث يشمل المقدمة، ومشكلة المشروع، وأسـباب اختيـار المشروع وأهميته.

٢. **الفصل الثاني:**

يصف التصاميم المعمارية، وفيه نبين متطلبات التصميم لهذا النوع من المنشآت.

٣. **الفصل الثالث:**

الدراسة الإنشائية.

٤. **الفصل الرابع:**

تحليل وتصميم العناصر الإنشائية.

٥. **الفصل الخامس:**

إعداد المخططات التنفيذية.

٦. **الفصل السادس:**

النتائج والتوصيات.

المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع :

سيتم التسلسل في العمل في المشروع على نحو متدرج من كل ماهو لازم للوصول إلى النتائج المرجوة من هذا العمل .

يبين الجدول (١-٢) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع وفق الخطوات المقترحة للعمل .

مراحل العمل بالمشروع	السنة	2007			2008				
	الشهر	10	11	12	1	2	3	4	5
دراسة المخططات المعمارية للمبنى									
اجراء اية تعديلات مقترحة على المخططات المعمارية									
تحديد العناصر الانشائية في مبنى الادراة									
التحليل الانشائي لمختلف العناصر الانشائية									
التصميم الانشائي لمختلف العناصر الانشائية وفق المتطلبات العلمية والهندسية									
تجهيز المخططات الانشائية والتنفيذية بشكلها النهائي لجميع العناصر الانشائية									
كتابة نتائج وتوصيات المشروع									
كتابة التقرير النهائي									

جدول (١-٢) :الجدول الزمني للمشروع

CHAPTER 4

"DESIGN OF STRUCTURAL MEMBERS"

- -

- -

4-1 INTRODUCTION.

4-2 DESIGN OF RIB (NO. 15).

4-3 DESIGN OF TOW WAY RIBBED SLAB.

4-4 DESIGN OF BEAM (NO. 01).

4-5 DESIGN SOLID SLAB OF ELEVATOR.

4-6 DESIGN OF COLUMN (NO.2).

4-7 DESIGN OF ISOLATED FOOTING(NO.6).

4-8 DESIGN OF STRIP FOOTING.

4-9 DESIGN OF MAT FOUNDATION.

4-10 DESIGN OF STAIR.

4-11 DESIGN OF BASMENT WALL.

4-12 DESIGN OF SHEAR WALL.

CHAPTER FOUR

Structural Analysis and Design

4-1 Introduction

The strength of a structure depends on the strength of the materials from which it is made. For this purpose, design material strengths are specified in standardized ways.

Actual material strengths can't be known precisely. Structural strength depends, on the care with which a structure is built, which in turn reflects the quality of supervision and inspection. Members sizes may differ from specified dimensions, reinforcement may be out of position, poorly placed concrete may show voids, etc, and this can reduce the strength of the structure.

The design strength provided by a member, its connections to other members, and its cross-sections in terms of flexure, and load, shear, and torsion is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI-code.

So in this chapter we will explain the design of the structural element for this project, the dead load is calculated based on type of used materials, but the live load is chosen based on the values that are used in chapter three tables (2-3).

4-2 Design of (Rib 15) in Ground floor.

The main loads acting on the structure are dead and live loads. Dead Load is calculated based on the density for each material used in the slab.

The overall depth of slab must satisfy the limitation of deflection required in ACI Table (9.5.a).

Min h = L / 21 **for interior span**

Min h = 440 / 21 = 21 cm

Min h = L / 18.5 **for exterior span**

Min h =275 / 18.5 = 14.8 cm

Min h = L / 16 **for simply support**

Min h =6 / 16 = 36.5 cm

4.2.1 Determination of thickness for tow way rib slab

$Y = \sum A Y / \sum A$

Y rib = (2*0.2*0.08*0.04)+(0.15*0.32*0.16) / (2*0.2*0.08) (0.15*0.32)

=0.112 m = 11.2 cm

$I_{rib} = (0.55)(0.112)^3/(3) - (0.55-0.15)(0.032)^3/(3) + (0.15)(0.208)^3/(3)$

$= 7.8 * 10^{-4}\ m^4/b$

$I_{slab} = (7.8*10^{-3})(4.5)/0.55 = 6.37*10^{-4}$

$I_{b1} = (1/12)bh3 = (1/12)(0.9)(0.32)3 = 2.46*10\text{-}3$

$I_{b2} = 4.545*10^{-3}$

$\alpha_1 = I_{b1}/I_{slab} = 2.46*10\text{-}4/6.37*10^{-4} = 3.86$

$\alpha_1 = I_{b2}/I_{slab} = 4.545*10^{-4}/6.37*10\text{-}4 = 7.14$

$\alpha_m = \alpha_1 + \alpha_1 / 2 = (3.86+7.14)/2 = 5.5$

$\alpha_m > 2$

$h_m = L_n (0.8 + F_y/1500)/(36+9\beta)$ …..eq…. ACI-318-02

$\beta = L_a/L_b = 9.9/8.8 = 1.125$

$h_m = 9.9 (0.8 + 420/1500)/(36+9*1.125) = 0.232$ m = 23.2cm

We select from one & tow way rib slab , The Thickness Rib Slab = 32 cm

Use an overall depth of 32 cm (24 cm block) , and deflection must be considered .

4-2-2 Dead load Calculation : -

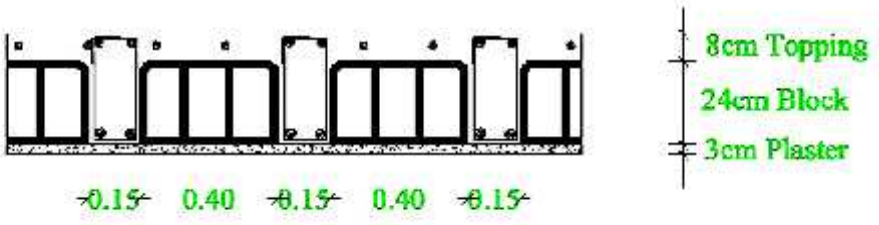


Figure (4-1) section in one way ribbed slab

Coarse Sand Fill and Tile	2*.55 =1.1 kN/m of rib
Concrete Rib	0.24*0.15*25 = 0.9 kN/m of rib
Block	0.24*0.40*9 = 0.864 kN/m of rib
Topping	0.08*0.55*25 = 1.1 kN/m.
Plaster	0.02*0.55*22 = 0.23 KN/m of rib
Partitions	(1.25) (0.55) = 0.687 KN/m of rib

Nominal Total Dead Load = 4.88 KN/m of rib

Factored Total Dead Load = 1.2*4.88= 5.856 KN/m.

Live load = 5 KN/m^2 .

Factored live load =5*1.6*0.55= 4.4 kN/m

4-2-3 Rib Design (R15):

The length of spans are shown in figure (4-2) below .And the locations of Rib1 are shown in figure (4-3).

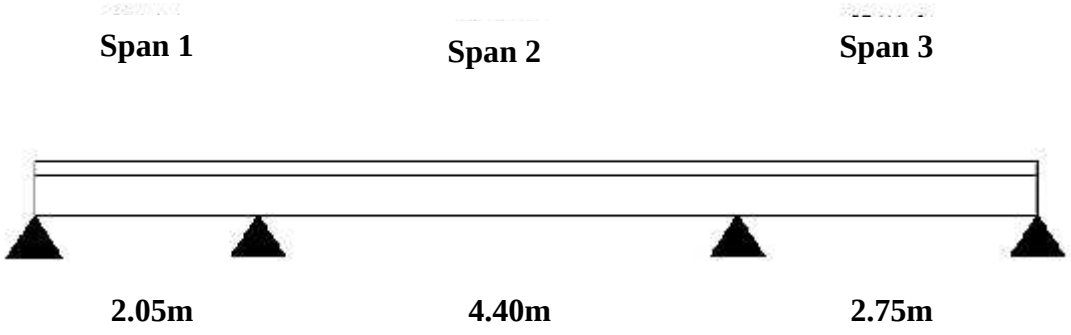


Figure (4-2) spans length

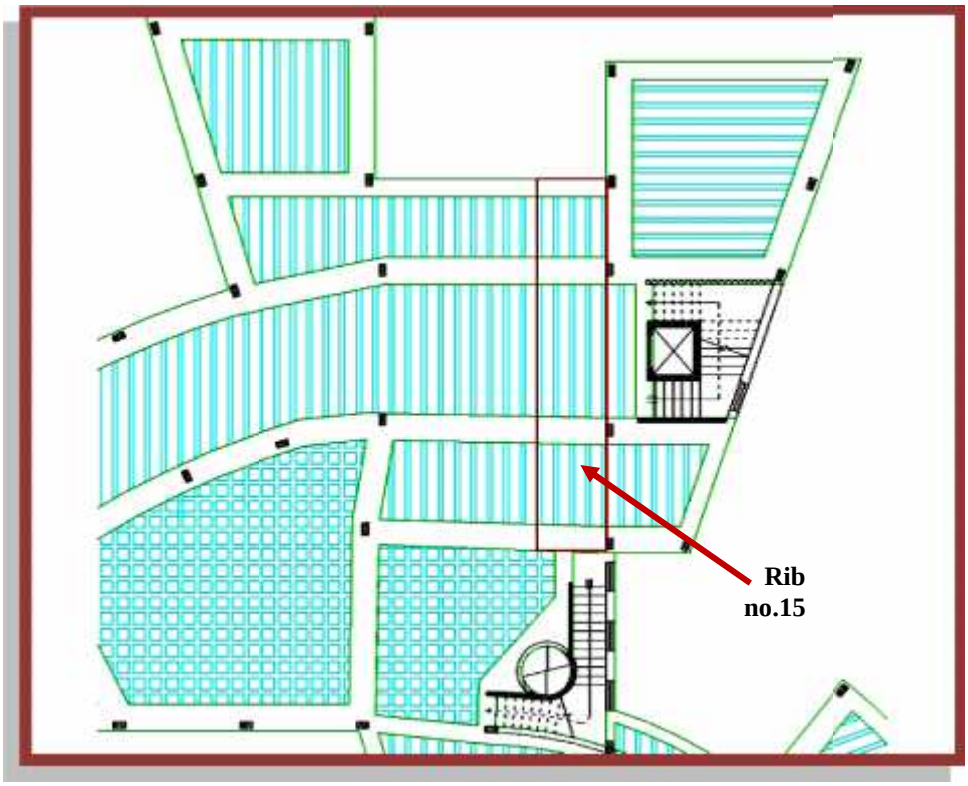


Figure (4-3) spans location

- Using ACI coefficient we get the following moment values for positive moment .

$$Wu = Dl + Ll = 5.866 + 4.4 = 10.26 \text{ KN /m}$$

4-2-3-1 Design for Positive Moment:

Effective Flange width (b_E) according to *ACI* code 8.10.2:

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

b_E = L / 4 = 440 / 4 = 110 cm

$b_E = b_w + 16\ t = 15 + 16\ (8) = 143$ cm

b_E = C/C = 55 cm…….. Control

Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:

For a = t = 8 cm

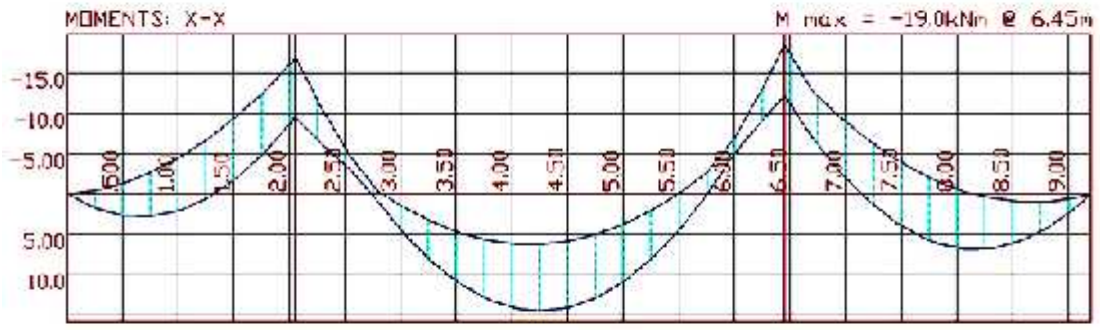


Figure. (4-4) The design moment for the Rib (R 15)

Mu_{max} = 19 kN.m . for all spans …….From Figure (4-4)

Mn_{req} =19/0.9 =21.11 KN.m

C = 0.85 * fc * t * b_E = 0.85 (30) (80) (550) =1122 kN

d= h-Ct-d/2 = 32-2-1.2/2 = 29.4 cm

Mn = T or C (d – 0.5 a) = 1122000 (294 – 0.5 (80)) = 285 kN.m

Mn available = 285 kN.m > Mn required =21.111 kN.m

Design as a rectangular with b_E = 55 cm

Max & Min Reinforcement 0f Ribs:

A_s max. = ° b d

A_s max. =0.0196 (55) (29.4) = 31.7 cm^2

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \text{ ..... (ACI-10.5.1)}$$

A_s min = 1.44 ≥ 1.47

A_s min = 1.47 cm^2

Design of span (1).

Mu = 3 kN.m ..... From Figure (4-4)

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(30)} = 16.47$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{3 * (10)^6}{(.9)(550)(294)^2} = .07\ Mpa$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 0.07}{420}}\right) = 0.00167$$

A_s = 0.00167*(55)* (29.4) = 0.27 cm^2 < A_s min ∴ OK

1.3*As = 0.351 cm^2

As during shrinkage & temperature :

As = 0.0018 b. h = .0018*15*32 = .864 cm^2

Use 2 Φ 10 mm with As = 1.57 cm^2

Check for Yielding:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(157) x 420 = 0.85 x 30 x 550 x a

➢a=4.7mm

X= a /0.85 = 4.7/.85=5.531

εs = (d- X) (0.003)/X

εs = (294-5.531)*(0.003) /(5.531) = 0.1565

⇨0.1565 > 0.005

⇨Ok

Design of span (2).

Mu = 15 kN.m . …… From Figure (4-4)

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(30)} = 16.47$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{15 * (10)^6}{(0.9)(550)(294)^2} = .35\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 0.35}{420}}\right) = 0.000841$$

A_s = 0.000841*(55)* (29.4) = 1.36 cm^2 < A_s min

Select A_s min = 1.47 cm^2

Use 2 Φ 10 mm , A_s = 1.57 cm^2

Design of span (3) :

Mu = 7.1 kN.m . …… From Figure (4-4)

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(30)} = 16.47$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{7.1 * (10)^6}{(0.9)(550)(294)^2} = .166\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 0.166}{420}}\right) = 0.000396$$

A_s = 0.000396*(55)* (29.4) = 0.64 cm^2 < A_s min

1.3 A_s = 1.3*0.64 =0.83 cm^2

As_{min} = 0.86 cm^2

Use 2 Φ 10 mm , A_s = 1.57 cm^2

4.2.3.2 **Design for Negative Moment:**

A_s max. = ρ b d

A_s max. =0.0196 (15) (29.4) = 8.64 cm^2

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \text{ …….. (ACI-10.5.1)}$$

A_s min = 1.44 ≥ 1.47

A_s min = 1.47 cm^2

Support (2)

Mu = 17 kN.m ……. From Figure (4-4)

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(30)} = 16.47$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{17 * (10)^6}{(0.9)(150)(294)^2} = 1.4\,Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 1.4}{420}}\right) = 0.00356$$

A_s = 0.00356*(15)* (29.4) = 1.57 cm^2 > A_s min

Use 2 Φ 10 mm , A_s = 1.57 cm^2

Check for Yielding:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(157) x 420 = 0.85 x 30 x 150 x a

➢a=17.24 mm

X= a /0.85 = 17.24/.85=20.3

ε_s = (d- X) (0.003)/X

ε_s = (294-20.3)*(0.003) /(20.3) = 0.04

⇨0.04 > 0.005

⇨Ok

Support (3)

Mu = 19 kN.m …… From Figure (4-4)

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(30)} = 16.47$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{19 * (10)^6}{(0.9)(150)(294)^2} = 1.64\,Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 1.64}{420}}\right) = 0.00401$$

A_s = 0.00401*(15)* (29.4) = 1.77 cm^2 > A_s min

Use 3 Φ 10 mm , A_s = 2.36 cm^2

4-2-3-3 Design of shear reinforcement:

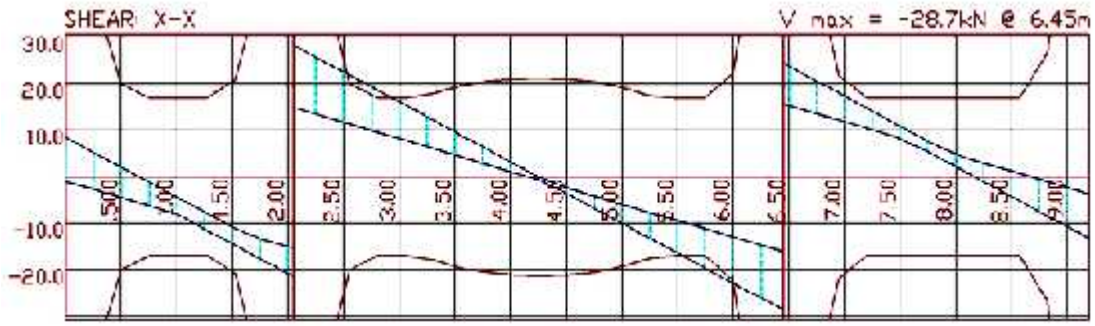


Figure. (4-5) The design Shear for the Rib (R 15)

Vu max = 28.7 kN at the face of interior support (3) ……. From Figure (4-5).

$\text{¤}Vc = 0.75(\sqrt{30})(b)(d)/6 = 0.75(\sqrt{30})(150)(294)/6 = 30.2KN$

ΦVc = 30.2 > Vu max

No shear reinforcement is required. According to category 2 for joist construction

Use Φ8 @ 20 cm.

4-2-3-4 Length of Bars : (According to ACI detailing of Reinforcement)

A)Top Bars (Negative Moment)

At Support (1) :

Length of Bars = (0.25)(Ln) + Width of Support – (5cm)

= (0.25) (2.05) + .75 = 1.3 m

At Support (2) :

Length of Bars = (0.33) (Ln) (2) + Width of Support

= (0.33) (4.4) (2) + .8 = 3.75 m

At Support (3) :

Length of Bars = (0.33) (Ln) (2) + Width of Support

= (0.33) (4.4) (2) + .8 = 3.75 m

At Support (4) :

Length of Bars = (0.25)(Ln) + Width of Support – (5cm)

= (0.25) (2.75) + .55 = 1.25 m

B)Bottom Bars (Positive Moment) :

Length of Bars= 2.05+4.4+2.75+(2*0.8)+(2*0.6)=12.0m.

So Total Length of positive Bars in all spans is 12.0 m .

4-2-4 Topping Design:

Live load = 5 kN/m^2

Dead load:-

Tile & sand =2 KN/ m^2 .

Topping = 0.08*25 =2 KN/ m^2 .

Block = 0.24*9 = 2.16 KN/ m^2 .

Plaster =0.02*22 = 0.44 KN/ m^2 .

Partition =1 KN/ m^2 .

Dead load = 7.6 KN/ m^2 .

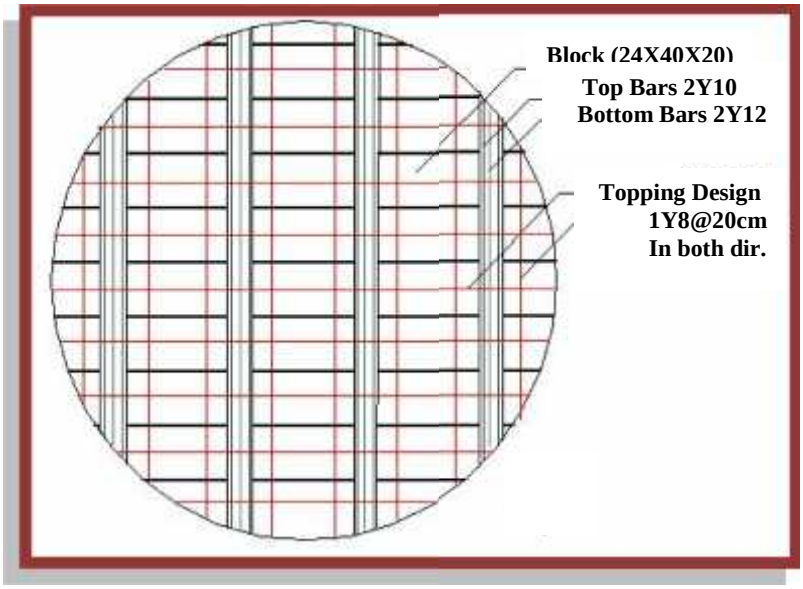


Figure (4-6): Topping Design

W_u = 1.2 (7.6) + 1.6 (5) = 17.12 KN/ m^2

Assume slab is fixed at support point (ribs)

$$Mu = -\left(\frac{Wu \times L^2}{12}\right)$$

$Mu = -\left(\frac{17.12 \times 0.4^2}{12}\right)$ = - 0.23 KN.m for 1 m wide strip

Calculate modules of rapture of concrete according to ACI (9.5.2.3).

$f_r = 0.42\sqrt{f'_c}(MPa) = 0.42\sqrt{30} = 2.3(MPa)$

$Mn = (f_r)(s)$

$s = \frac{bh^2}{6} = \frac{1 \times 0.08^2}{6} = 0.00107m^3$ …….. for a rectangular X-section

ΦMn = 0.55 (2300)(0.00107) = 1.354 KN.m ,(Φ = 0.55 for plain concrete)

ΦMn = 1.354 kN.m > Mu = 0.23 kN.m

According to ACI (7.12.2.1), minimum reinforcement is required to prevent cracks and o minimizes temperature effects:

For fy = 420 Mpa, ρ = 0.0018

ρ = 0.0018

$A_s = 0.0018(100)(8) = 1.44\ cm^2/1m$

Use Φ 8 @ 20 cm on center both ways

Provided A_s = 2.5 cm^2 /1m

4-3 Design of Tow way Ribbed slab:

4-3-1 Dead Load Calculation :-

Determination of dead load for $1m^2$ part of slab :

Rib = 0.25*0.15*25*4*1 = 3.6 KN

Topping = 1*.08*25*1*1 = 2 KN

Block =1.058KN

Tiles + Sand = 2*1*1 = 2 KN

Dead Load = 3.6 +2 +1.058 +2 = 8.66 KN

Dead Load per unit area = 8.66 / (1) (1)= 8.66 KN/m^2

Live Load = 5 KN/ m^2

q_u =1.2 D + 1.6 L = 18.4 KN/m^2

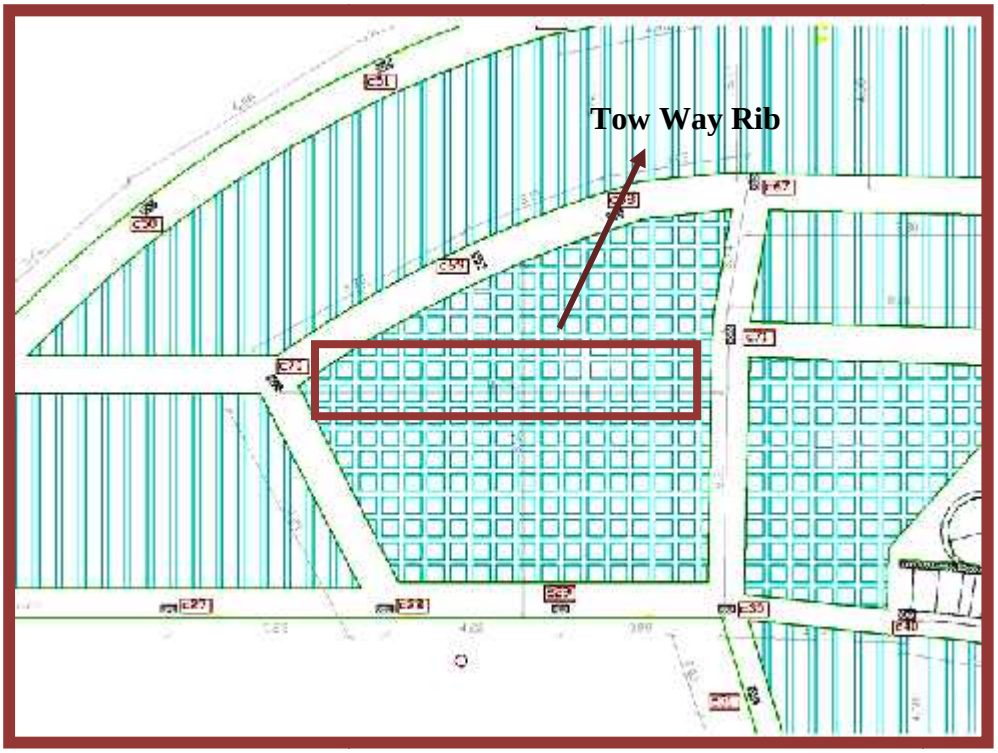


Figure (4-7) Location of Tow way Rib.

Ly/ Lx = 9.9/8.8 = 1.125

From Table (6.8) :

K_{fx} = 33.65

K_{fy} =42.25

K_{sx} =12.35

K_{sy}=13.45

K_{ax}=1.81

K_{ay}=1.89

Table (4-1): Moment Tow Way Solid Slab Coefficients

Tafel 6.8 Beiwerte k für vierseitig gelagerte zweiachsig gespannte Platten mit gleichmäßig verteilter Belastung (nach Czerny) [5]

	Lagerungsfall 5a						Lagerungsfall 5b						Lagerungsfall 6					
l_y/l_x	k_{Fx}	k_{Fy}	k_{Sx}	k_{Sy}	k_{Ax}	k_{Ay}	k_{Fx}	k_{Fy}	k_{Sx}	k_{Sy}	k_{Ax}	k_{Ay}	k_{Fx}	k_{Fy}	k_{Sx}	k_{Sy}	k_{Ax}	k_{Ay}
1,00	44,1	35,9	16,2	18,3	2,11	2,21	39,5	44,1	18,3	16,2	2,21	2,11	36,8	36,8	19,4	19,4	2,24	2,24
1,05	40,5	37,5	15,3	17,9	2,06	2,14	51,6	43,6	16,6	15,4	2,10	2,05	50,6	38,2	18,2	18,8	2,17	2,20
1,10	37,9	40,3	14,8	17,7	2,01	2,10	45,1	43,7	15,4	14,8	2,01	2,09	46,1	40,3	17,1	18,4	2,10	2,16
1,15	35,5	64,2	14,2	17,5	1,97	2,09	41,4	44,2	14,4	14,3	1,95	1,97	42,4	42,6	16,3	18,1	2,05	2,14
1,20	33,8	66,2	13,9	17,5	1,96	2,09	37,5	44,8	13,5	13,9	1,89	1,94	39,4	65,8	15,5	17,9	2,01	2,12
1,25	32,3	67,7	13,5	17,5	1,91	2,10	34,2	45,8	12,7	13,5	1,85	1,91	37,0	66,4	14,9	17,7	1,58	2,11
1,30	31,0	69,0	13,2	17,5	1,93	2,11	31,8	46,9	12,2	13,3	1,81	1,89	34,8	71,6	14,5	17,6	1,96	2,10
1,35	29,9	70,5	12,9	17,5	1,92	2,12	29,6	48,6	11,6	13,1	1,78	1,87	33,3	78,4	14,0	17,5	1,94	2,09
1,40	29,0	72,0	12,7	17,5	1,92	2,13	28,0	50,3	11,2	13,0	1,76	1,86	31,9	83,4	13,7	17,5	1,92	2,09
1,45	28,2	73,4	12,6	17,5	1,93	2,16	26,4	52,2	10,9	12,8	1,73	1,85	30,6	89,4	13,4	17,5	1,92	2,10
1,50	27,6	75,2	12,5	17,5	1,94	2,19	25,2	53,0	10,6	12,7	1,71	1,85	29,6	95,5	13,2	17,5	1,92	2,12
1,55	27,0	76,9	12,4	17,5	1,94	2,19	24,2	58,2	10,3	12,6	1,70	1,84	28,8	96,1	13,0	17,5	1,92	2,12
1,60	26,5	78,3	12,3	17,5	1,94	2,19	23,3	61,6	10,1	12,6	1,69	1,84	28,1	98,1	12,8	17,5	1,92	2,12
1,65	26,1	80,5	12,2	17,5	1,94	2,19	22,5	64,6	9,9	12,5	1,68	1,84	27,5	99,9	12,7	17,5	1,92	2,12
1,70	25,7	82,5	12,2	17,5	1,94	2,19	21,7	70,4	9,7	12,5	1,67	1,84	26,9	101,3	12,5	17,5	1,91	2,12
1,75	25,2	84,6	12,1	17,5	1,94	2,20	21,1	75,0	9,5	12,4	1,66	1,83	26,4	102,4	12,4	17,5	1,91	2,12
1,80	25,1	86,3	12,1	17,5	1,94	2,20	20,5	79,6	9,4	12,4	1,65	1,83	26,0	103,3	12,3	17,5	1,91	2,12
1,85	24,9	89,2	12,0	17,5	1,94	2,20	20,0	84,7	9,2	12,3	1,64	1,83	25,7	104,0	12,2	17,5	1,91	2,12
1,90	24,7	91,7	12,0	17,5	1,95	2,21	19,5	89,8	9,0	12,3	1,63	1,83	25,4	104,6	12,0	17,5	1,91	2,12
1,95	24,6	94,3	12,0	17,5	1,95	2,21	19,1	95,4	8,9	12,3	1,62	1,82	25,2	104,9	12,0	17,5	1,91	2,13
2,00	24,5	97,0	12,0	17,5	1,95	2,21	18,7	101,0	8,8	12,3	1,61	1,82	25,0	105,0	12,0	17,5	1,91	2,13

4-3-2 Designs of moment

4-3-2-1 Design of positive moment in X-direction :

$M_{ux} = q_u * L_x^2 / K_{fx} = 18.4*8.8^2/33.65 = 42.34$ KN/m

$0.5\ M_{ux} = 21.20$ KN/m

Mu = 21.20 kN.m .

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(30)} = 16.47$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{21.2 * (10)^6}{(0.9)(550)(294)^2} = 0.495\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 0.495}{420}}\right) = 0.0012$$

A_s = 0.0012*(55)* (29.4) = 1.925 cm^2 > A_s min =1.47 cm^2

Select A_s = 1.925 cm^2

Use 2 Φ 12 mm , A_s = 2.3 cm^2

4-3-2-2 Designs of positive moment in Y-direction :

$M_{uy} = q_u * L_x^2 / K_{fy}$ = 18.4*8.8^2/42.25 = 33.73 KN/m

0.5 M_{uy} = 16.86 KN/m

Mu = 16.86 kN.m .

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85(30)} = 16.47$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{16.86 * (10)^6}{(0.9)(550)(294)^2} = 0.394\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 0.394}{420}}\right) = 0.00095$$

A_s = 0.00095*(55)* (29.4) = 1.53 cm^2 > A_s min =1.47 cm^2

Select A_s = 1.53 cm^2

Use 2 Φ 12 mm , A_s = 2.26 cm^2

4-3-2-3 Designs of Negative moment in X-direction :

$M_{ux} = q_u * L_x^2 / K_{sx}$ = 18.4*8.8^2/12.35 =115.4 KN/m

0.5 M_{ux} = 57.70 KN/m

Mu = 57.70 KN/m

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(30)} = 16.47$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{57.70 * (10)^6}{(0.9)(150)(294)^2} = 4.944\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 4.944}{420}}\right) = 0.0132$$

A_s = 0.0132*(15)* (29.4) = 5.82 cm^2 > A_s min =1.47 cm^2

Select A_s = 5.82 cm^2

Use 2 Φ 20 mm , A_s = 6.28 cm^2

4-3-2-4 Designs of Negative moment in Y-direction :

$M_{uy} = q_u * L_x^2 / K_{sy}$ = 18.4*8.8^2/13.45 =105.94 KN/m

0.5 M_{uy} = 52.97 KN/m

Mu = 52.97 kN.m .

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(30)} = 16.47$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{52.97 * (10)^6}{(0.9)(150)(294)^2} = 4.54\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 4.54}{420}}\right) = 0.012$$

A_s = 0.012*(15)* (29.4) = 5.30 cm^2 > A_s min =1.47 cm^2

Select A_s = 5.30 cm^2

Use 2 Φ 20 mm , A_s = 6.28 cm^2

4-3-3 Design of shear:

Vux = Vuy = qu * Lx/ Ksy = 18.4*8.8/1.89 = 85.67 KN

Vu = 0.5*Vux = 42.83 KN

$$Ø*Vc = 0.75*\frac{\sqrt{Fc'}}{6}*B*d$$

$$Ø*Vc = 0.75*\frac{\sqrt{30}}{6}*150*294 = 30.2KN$$

Ø * Vc < Vu max

Shear reinforcement is required*

$$\therefore Category(3) Satisfy:$$

Ø*Vs =Vu max- Ø*Vc= 42.83-30.2 = 12.64 KN

Ø*Vs= 0.75*Fy*Av*d / S

Select Ø8 with 2 legs

$$Av = \pi*\frac{D^2}{4}*No\ of\ legs$$

$$Av = 3.14*\frac{8^2}{4}*2$$

Av = 100.53 mm2

$S = 0.75*100.53*420*294 / 12.64*10^3$

S = 73.65 cm

$$\therefore Category(3) Satisfy:$$

Minimum shear reinforcement required, so;

S≤ d/2

S≤ 29.4/2=14.7

SO use the smallest of the three limitations

(s)=14.7 cm

Use 1Ø8 @100 mm

4-3-4 Topping Design:

Live load = 5 KN/m^2

Dead load :

Block = 0.4*0.4*0.24*9 =0.3456 KN

Topping = 0.4*0.4*0.08*25 =0.32

Tiles + Sand = 2*0.4*0.4*22=0.32

Plaster =0.4*0.4*0.02*22 =0.0704

Dead Load = (0.3456+0.32+0.32+0.0704) / (0.4)*(0.4) = 6.6 KN/m^2

W_u = 1.2 (6.6) + 1.6 (5) = 15.92 KN/ m^2

Assume slab is fixed in both directions (ribs)

$K_{sx} = K_{sy}$= 19.4

$M_{uy} = q_u * L_x^2 / K_{sx}$ = 15.92*0.4^2/19.4 =0.1313 KN.m

$f_r = 0.42\sqrt{f_c'}(MPa) = 0.42\sqrt{30} = 2.3(MPa)$

$Mn = (f_r)(s)$

S= bh^3/6 = 400*80^2/6 = 426666.67

ΦMn = 0.55 (2.3*426666.67) = 0.54 KN.m ,(Φ = 0.55 for plain concrete)

ΦMn = 0.54 kN.m > Mu = 0.1313 kN.m

According to ACI (7.12.2.1), minimum reinforcement is required to prevent cracks and o minimizes temperature effects:

For fy = 420 Mpa, ρ = 0.0018

ρ = 0.0018

As=0.0018*b*h= 0.0018*40*8=0.576 cm^2 /1m

Use Φ 8 @ 20 cm on center both ways

Provided A_s = 2.5 cm^2 /1m.

4-4 Design of Beams - (B01):

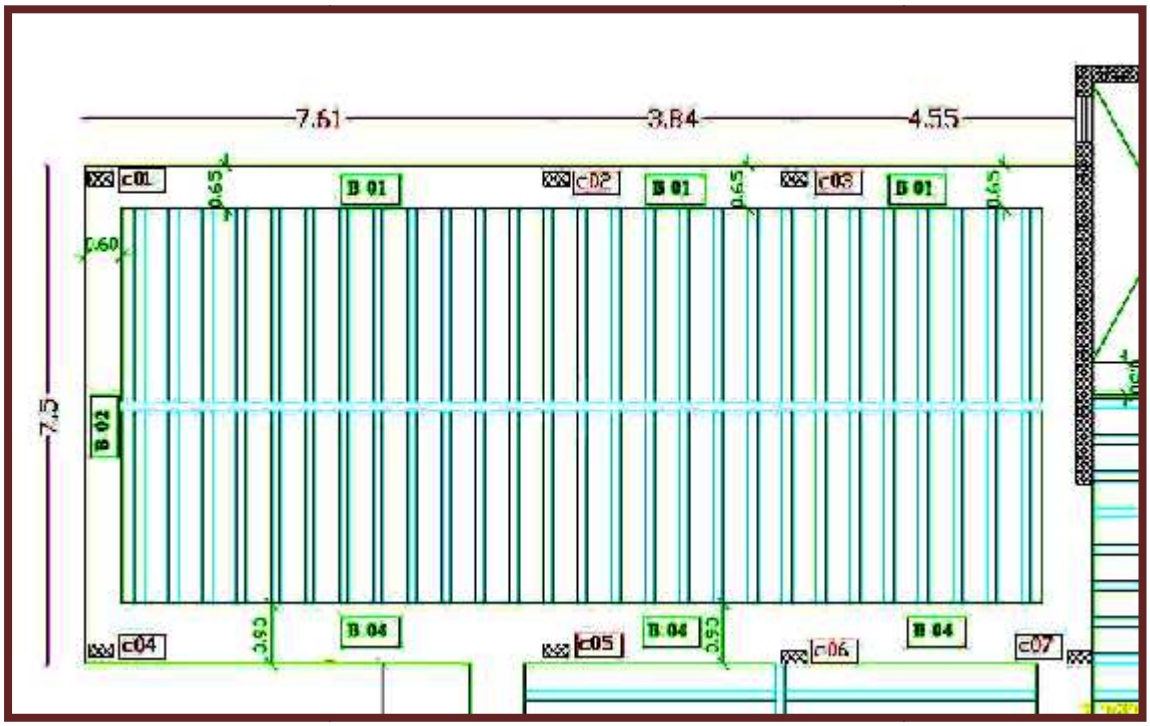


Figure (4-8) Location of Beam No. One.

4-4-1 Design moment of beam (01):

Determination of beam Thickness :

Span (1):

h min = L / 18.5 For exterior span

h min = 735 /18.5 = 39.73 cm

h min = L / 21 For interior span

h min = 385 /21 = 18.33 cm

h min = L / 18.5 For exterior span

h min = 480 /18.5 = 25.95 cm

Use an overall depth of 52cm

d = h -Cover - d-ds/2 = 52-3-1-1 = 47 cm.

Determination Of beam Width (According To ACI 8.10.2) :

For Exterior L-Section:

$b_E = L_B /12 = 735/12 = 61.25$ cm

$b_E = b_w + 6t = (30) + (6)(32) = 222$ cm

$b_E = b_w + 0.5\ L_c = (32) + (0.5)(55) = 58$ cm

Use $b_E = 65$ cm . ……..say figure () .

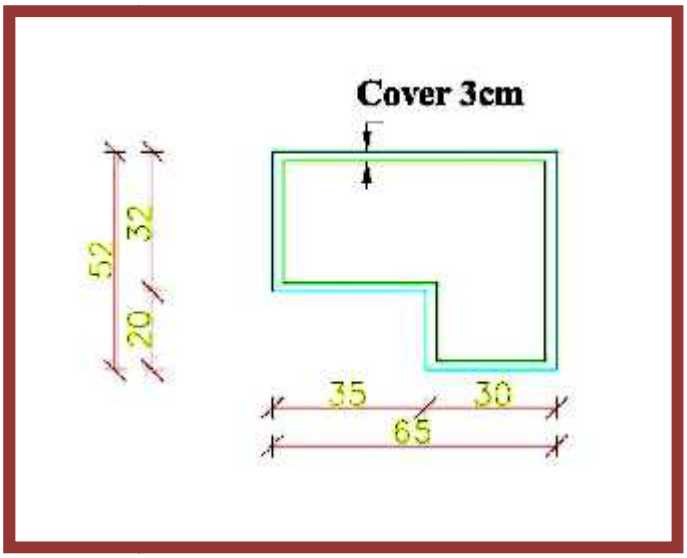


Figure (4-9) section in Beam No. One.

Determine whether the Beam will act as rectangular or L – section:

For a = t = 32 cm

Mu_{max} = 374 kN.m . for all spans . ……..From Figure (4-6).

Mn_{req} =374/0.9 =385.56 KN.m

C = 0.85 * *fc* * t * b_E = 0.85 (30) (320) (650) =5304 kN

Mn = T or C (d – 0.5 a) = 5304000 (470 – 0.5 (320)) = 1644.24 kN.m

Mn available = 1644.24 kN.m > Mn required =385.56 kN.m

Design as a rectangular with b_E = 65 cm

4-4-1-1 Min Reinforcement 0f Beam:

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots \text{(ACI-10.5.1)}$$

$$A_{s\ min} = 4.597 \geq 4.7\ cm^2$$

$$A_{s\ min} = 4.7\ cm^2$$

4-4-1-2 Positive moment reinforcement

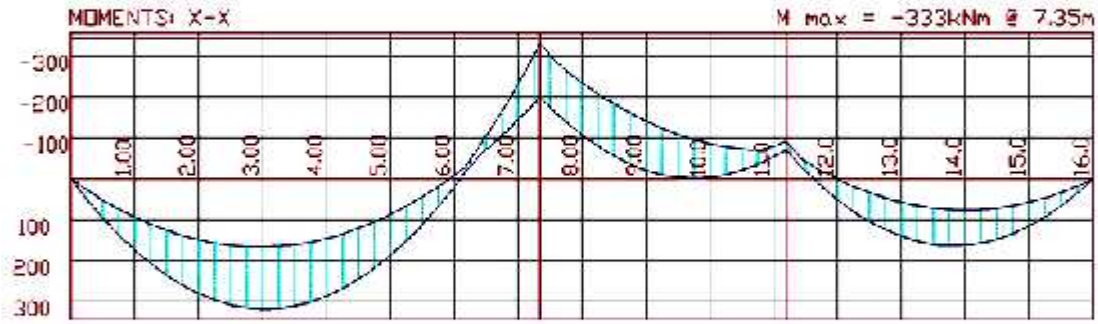


Figure. (4-10) The design moment for the beam (B 01)

Span (1):

Mu = 333 kN.m …… From Figure (4-6).

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(30)} = 16.47$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{333 * (10)^6}{(0.9)(650)(470)^2} = 2.6\,Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 2.6}{420}}\right) = 0.0065$$

A_s = 0.0065*(65)* (47) = 19.8 cm^2 > A_s min

Use 7 Φ 20 mm , A_s = 21.99 cm^2

Check for Yielding:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(2199) x 420 = 0.85 x 30 x 650 x a

➢a=55.72mm

X= a /0.85 = 55.72/.85=65.55

ε_s = (d- X) (0.003)/X

ε_s = (470-125.7)*(0.003) /(125.7) = 0.0185

⇨0.0185 > 0.005

⇨Ok

Span (2):

There is no positive Moment , so Min Reinforcement is required :

As min = 4.7 cm^2 , Use 5 Φ12 mm , A_s = 5.6 cm^2

Span (3):

Mu = 171 kN.m …… From Figure (4-6).

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85(30)} = 16.47$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{171 * (10)^6}{(0.9)(650)(470)^2} = 1.32\,Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 1.32}{420}}\right) = 0.00322$$

A_s = 0.00322*(65)* (47) = 9.83 cm^2 > A_s min

Use 4 Φ 18 mm , A_s = 10.2 cm^2

4-4-1-3 Negative moment reinforcement

Support (2)

Mu = 347 kN.m ……. From Figure (4-6).

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(30)} = 16.47$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{347 * (10)^6}{(0.9)(300)(470)^2} = 5.82\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 5.8}{420}}\right) = 0.016$$

A_s = 0.016*(30)* (47) = 22.5 cm^2 > A_s min

Use 9 Φ 18 mm , A_s = 22.9 cm^2

Check for Yielding:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(2290) x 420 = 0.85 x 30 x 300 x a

➢a=125.7mm

X= a /0.85 = 125.7/.85=147.88

ε_s = (d- X) (0.003)/X

ε_s = (470-147.88)*(0.003) /(147.88) = 0.0065

⇨0.0065 > 0.005

⇨Ok

Support (3)

Mu = 97 kN.m …… From Figure (4-6).

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(30)} = 16.47$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{97 * (10)^6}{(0.9)(300)(470)^2} = 1.63\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 1.63}{420}}\right) = 0.004$$

A_s = 0.004*(30)* (47) = 5.6 cm^2 > A_s min

Use 5 Φ 12 mm , A_s = 5.65 cm^2

4-4-2 Design of Shear Reinforcement:

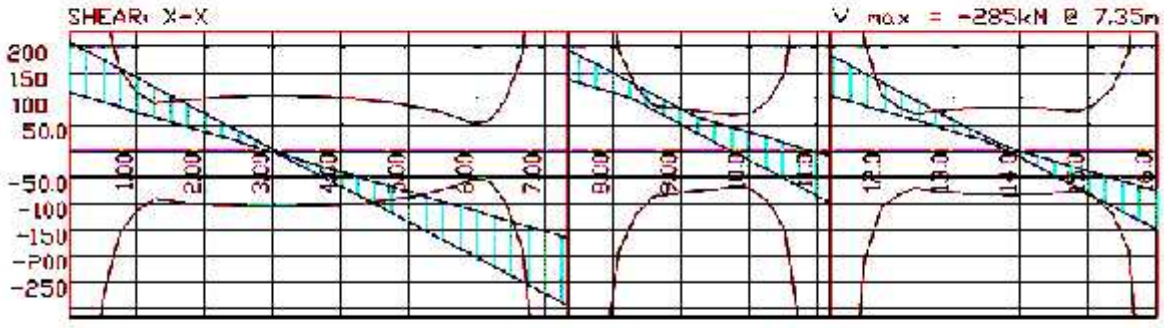


Figure. (4-11) The design Shear for the beam B (01)

Vu max = 285 kN . ……From Figure (4-7).

We take the magnitude of the shear at the displacement = (a/2 +d)

Such that:-

a: width of support in direction of the beam .

d: effective depth of the beam.

So (a/2 +d) = (50/2+47) =72cm.

Vu = 265.2 kN .

$$¤Vc = 0.75(\sqrt{30})(b)(d)/6 = 0.75(\sqrt{30})(300)(470)/6 = 96.5KN$$

$$\min ¤Vc = 0.75(1/3)(b)(d) = (1/3)(.075)(300)(470) = 35.3KN$$

- ΦVc + min ΦVc =131.7 KN

$$0.75(1/3)(\sqrt{30})(b)(d) = 0.75(1/3)(\sqrt{30})(300)(470) = 257KN$$

- 257 + min ΦVc = 257 + 35.3 = 293 KN

131.7 > Vu > 293 So we Can solve it as Category (4).

Category (4) :

ΦVs min = Vu max – ΦVc = 265.2- 96.5 = 168.7 KN

Select 2 Φ 10 stirrups with tow legs , Av = 314 cm^2

$$¤Vs\min = 0.75(Av)(Fy)(d)/S = (0.75)(314)(420)(470)/S = 168700N$$

S = 27.56 cm

$d/2 \geq S$

S = 47/ 2 = 23.5

Select S = 20 cm .

Use 1Φ 10 stirrups with 2 legs @ 20 cm .

4-4-3 Length of Bars : (According to ACI detailing of Reinforcement)

A) Top Bars (Negative Moment)

At Support (1) :

- Length of Bars = (0.25)(Ln) + Width of Support – (5cm)

  = (0.25) (6.95) + 0.45 = 2.20 m

At Support (2) :

- Length of Bars = (0.33) (Ln) (2) + Width of Support

  = (0.33) (6.95) (2) + 0.45 = **5.10 m**

At Support (3) :

- Length of Bars = (0.33) (Ln) (2) + Width of Support

  = (0.33) (4.35) (2) + 0.45 = **3.35 m**

At Support (4) :

- Length of Bars = (0.25)(Ln) + Width of Support – (5cm)

  = (0.25) (4.35) + 0.15 = **1.25 m**

B) Bottom Bars (Positive Moment) :

Span (1)

- Length of Bars = Ln + (Width of first exterior support – 5 cm) + (15 cm) min

  = 6.95 + 0.45 + 0.15 = 7.55 m **Use L = 7.7 m**

Span (2)

- Length of Bars = Ln + 25 cm + 15 cm min

  = 3.44 + 0.25 +0.15 = 3.84 m **Use L = 4 m**

Span (3)

- Length of Bars = Ln + (Width of second exterior support – 5 cm) + (15)
- = 4.35 + 0.15 +0.15 = 4.65 m **Use L = 4.8 m**

4-5 Design Solid slab of Elevator :

4-5-1Determination of loads :

Dead load = 4.40 KN/m^2

Live load = 5.0 KN/m^2

Dynamic load =10.0 KN/m^2

q_u= (1.2*4.40)+(1.6*15) = 29.30 KN/m^2

The overall depth of solid slab must satisfy the limitation of deflection required in ACI for one way solid slab :

Min h =(L /20) = 180 /20 = 9.0 cm

Select h=15 cm.

h= 15 cm……. See figure (4-12)

d = h-2-1 = 15-2-1= 12cm

Mu=(q_u*l^2)/8 = 29.30*1.8^2/8 = 11.86 KN.m

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(30)} = 16.47$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{11.86 * (10)^6}{(0.9)(1000)(120)^2} = 0.915\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 0.915}{420}}\right) = 0.0022$$

A_s = 0.0022*(100)* (12) = 2.66 cm^2

4-5-2 Min reinforcement :

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \text{ ..... (ACI-10.5.1)}$$

As min = 3.91 < 4.0 cm^2

As min = 1.3*2.66 = 3.46 cm^2

As min =0.0018*b*h = .0018*100*15 = 2.70 cm^2

Select As= As min =3.64 cm^2

As =3.64 cm^2

Use Φ 12@ 25 cm with As =4.52 cm^2 > 3.64 cm^2……. See figure (4-12)

4-5-3 Lateral reinforcement for one meter strip :

As = 0.0018*b*h ≥ 0.20*As main

As = 0.0018*100*25 ≥ 0.20*3.64

As = 2.70 ≥ 0.73 cm^2

Use Φ 10@ 25 cm with As =3.14 cm^2 > 2.70 cm^2 ……. See figure (4-12)

4-5-4 Top reinforcement :

According to shrinkage & temperature :

Use Φ 10@ 25 cm with As =3.14 cm^2 >$A_{s\ shrinkage}$= 2.70 cm^2……. See figure (4-12)

4-5-5 Design of shear reinforcement :

Vu max =q_u*L/2 =(29.3*1.8)/2= 26.37 KN

Φ Vc ≥ Vu max

$$\Phi \text{ Vc} = \frac{0.75\sqrt{fc'}}{6}(bw)(d)$$

= 82.05 > 26.37 KN

No Shear reinforcement is required .

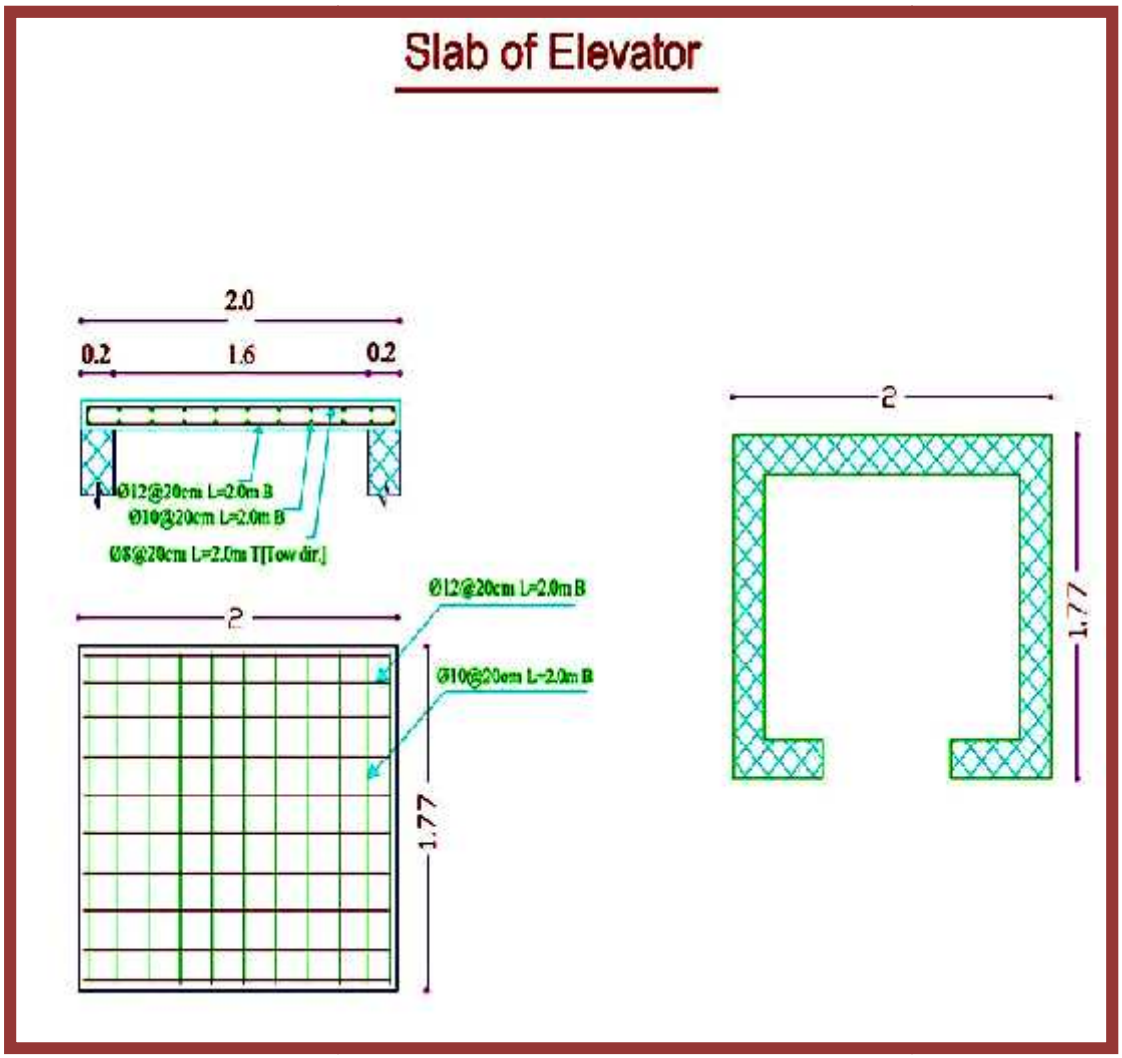


Figure (4-12) Solid Slab For Elevator .

4-6 Design of column:

4-6-1 Design of Column (C2):

The Column is an Internal one.

Pu = 800.4 KN

Pn req = 800.4/0.65= 1231.4 KN

Use ° = ° g =1 %

Ag = 450*250=112500 mm2

Pn = 0.8 Ag {0.85 fc' + ° g (fy – 0.85(fc'))}

Pn = 0.8 *112500 {0.85(30)+0.01(420-(0.85)(30))}

Pn = 2650.1 KN

Pn = 2650.1 KN > Pn req = 1231.4 KN

The dimensions of the column is sufficient for carrying the load

Design of reinforcement

Using ° min = 0.01

As req = (0.01) (1125) = 11.25 cm²

Using 8Φ16 with As = 16.1 cm2 …..see to figure (4-13) .

4-6-1-1 Check slenderness effect:

$$\left(\frac{Klu}{r}\right) \leq (34-12)\left(\frac{M1}{M2}\right) \leq 40 \text{ …….. ACI 10-12-2}$$

Lu: Actual unsupported (un braced) length.

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

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

$$\left(\frac{Klu}{r}\right)=\left(\frac{1\times 3.30}{0.3\times 0.45}\right) = 22 \leq 22 < 40$$

Slenderness will not be considered ….

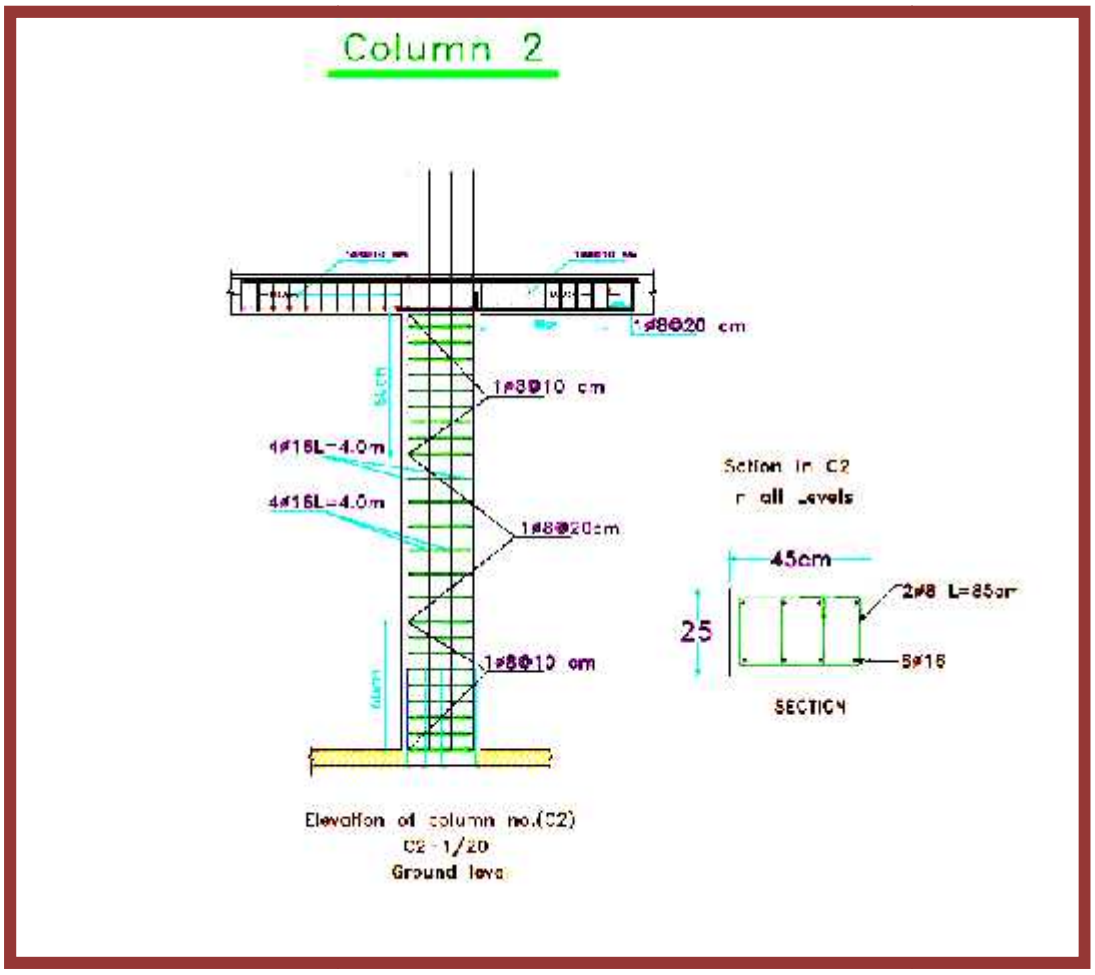


Fig. (4-13): Elevation with cross section of column (C2)

4-6-1-2 Lateral Ties Selection

For Φ 8 mm ties: ACI – 7.10.5.2

$S \leq 16db$

$S \leq 48\,d\ ties$

$S \leq Least\ dimension$

$S \leq 16db = (16 \times 1.6) = 25.6cm$ …….. Control

$S \leq 48dties$

$S \leq Least\ dimension = 30cm$

∴ Use Φ8 -mm ties @ 20 cm ……. See figure (4-13)

4-7 Design of Isolated Footing: (F6)

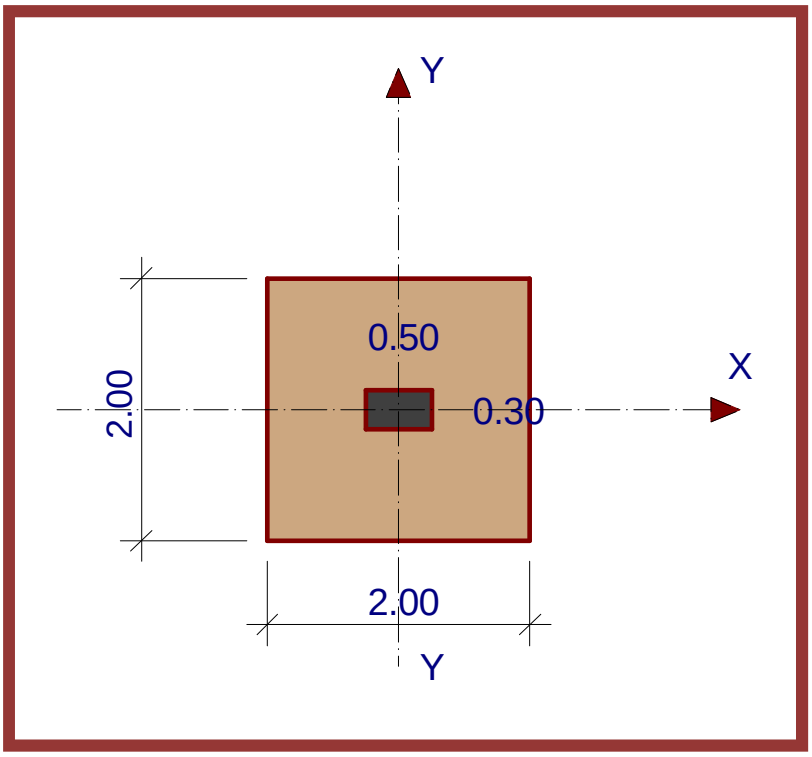


Figure (4-14) Top view of Isolated Footing (F 6).

From Column (C 6):

Factored load = 1500 KN

Assume Allowable soil pressure = 350 KN/m²

Column= 50 cm x 30 cm……. See figure (4-14)

4-7-1 Footing Area:

Factored Load = 1500 KN

P net = 350 KN/m²

Area (A) = Total Weight /(Soil Pressure*1.4)

= 1500 KN / 350*1.4 KN/m²

$= 3.06\ m^2$

Use L = 2. 0 m, B = 2.0 m, $A = 4.0\ m^2$ ……. See figure (4-14)

4-7-2 Determine the depth based on shear strength:

$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\, b_w d$ = 0.75*(1/6)*(5.477)*2000*d=1369.67d N

$P_{net} = \frac{P_u}{Area}$ = 1500/4 = 375 KN / m^2

Vu = P net *((L/2)-d-(a/2))*b

Assume (h min) =40 cm

d min =40-7-1 =32 cm

Vu = 375* (1-0.32-0.15)*2 =397.5 KN

$\Phi V_c = V_u \quad \Rightarrow \quad$ 1369.76 d = 397.5 *1000

d = 29 cm

h = 29+7+1 = 37 cm

select h =50 cm

∴ Use d = 42cm

Total depth of footing = 50 cm

4-7-2-1 Check this depth for two way shear action *(*punching):

$V_u = P_{net} \times ((B) \times (L) - (a+d)(b+d)\ )$

= 375 [(2)*(2) – (0.3+0.42)(0.6+0.42)= 1225 KN

The punching shear strength is the smallest of:

$V_c = \frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d$ = $0.33\sqrt{f_c'}\, b_o d$

$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o / d} + 2\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d$ = $0.57\sqrt{f_c'}\, b_o d$

$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d$ $= 0.33\sqrt{f_c'}\, b_o d$ ……..Control

Where:

$_c$ = a / b = 60 / 30 = 2

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

= 2{(60+43) + (30+43)} =176 cm

~ $_s$ = 40 for interior column

Vc= (1/3)*5.477*1760*420/1000= 1350KN

ΦV_c = 0.85*1350 KN =1147.10 KN

$\Phi V_c \geq V_u \Rightarrow$ 1147.10 < 1225 KN

the depth (h =50cm) is not valid

So we select h = 70 cm……. See figure (4-15)

Check (h=70cm)

d = 70-7-1 = 62 cm

$V_u = P_{net} \times ((B) \times (L) - (a+d)(b+d)\ )$

= 375 [(2)*(2) – (0.3+0.62)*(0.6+0.62)= 1073.1 KN

$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d$ $= 0.33\sqrt{f_c'}\, b_o d$ ……..Control

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

= 2{(60+62) + (30+62)} =428 cm

Vc= (1/3)*5.477*4280*620/1000= 4844.6KN

ΦV_c = 0.85*4844.6 =4117.9 KN

$\Phi V_c \geq V_u \Rightarrow$ 4117.9 >1073.1 KN …….OK

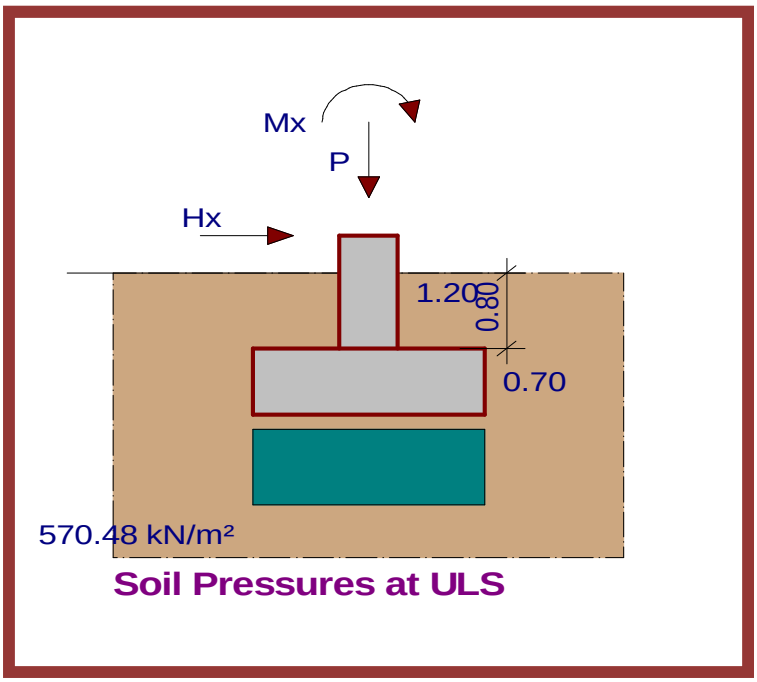


Figure (4-15) Side view(Section) of Footing (F 6).

4-7-2-2 Check transfer of load at base of column:

$\Phi Pn = \Phi(0.85\, fc' Ag)$

$\Phi Pn = 0.7(0.85)(30)(600\times300) = 3213KN$ > 1073.1 KN

∴Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

As = 0.005 *(500 x 300) = 750 mm^2

Use 8 Φ 14 dowels with A_s = 1230 mm^2 ……. See figure (4-16)

4-7-2-3 Development Length (L_d):

Ld for Φ 14:

$$L_d = \frac{420}{4\sqrt{30}} db = \frac{420}{4\sqrt{30}} 14 = 26.7 \text{ cm} \le 0.044\ (d_b)\ (fy) = 25.8$$

Available embedment = 70 – 5 – (2 x 2) – 2 = 59 cm > 26.3 cm

∴ OK.

4-7-3 Design for Bending Moment:

$$Mu = \left(P_{net} \times W \times \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right) \right) \times 0.5 \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right)$$

$$= \left(375 \times 2 \times \left(\frac{2}{2} - \frac{0.6}{2} \right) \right) \times 0.5 \left(\frac{2}{2} - \frac{0.6}{2} \right) = 183.75 \text{ KN.m}$$

Mn = 183.75/0.9 = 204.2 KN.m

Rn = Mn/ b.d^2 = 2.65 Mpa

$$m = \frac{fy}{0.85\, fc'} = \frac{420}{0.85(30)} = 16.47$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\, mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 2.65}{420}} \right) = 0.0067$$

$\rho = 0.0067 > \rho_{min} = 0.002$

Req. A_s = 0.0067 (200)*(62) = 8576 mm^2

Use 10Φ 14 (In short side of column way)

Use 15Φ 16 (In long side of column way) ……. See figure (4-16)

4-7-3-1 Development Length (L_d):

Category (A), item 2 applies,

Ld for Φ 16:

$$L_d = \frac{420}{2\sqrt{30}} * \sim * \quad * a * db = \frac{420}{2\sqrt{30}} * 1 * 1 * 1 * 1.6 = 61 \text{ cm}$$

Available embedment = (61- 8) = 53cm < 61 cm

Extend the bar using a 90^o standard hook.

Required length of the hook = 61-53=8cm

We take the hook length = 30cm at 90^o

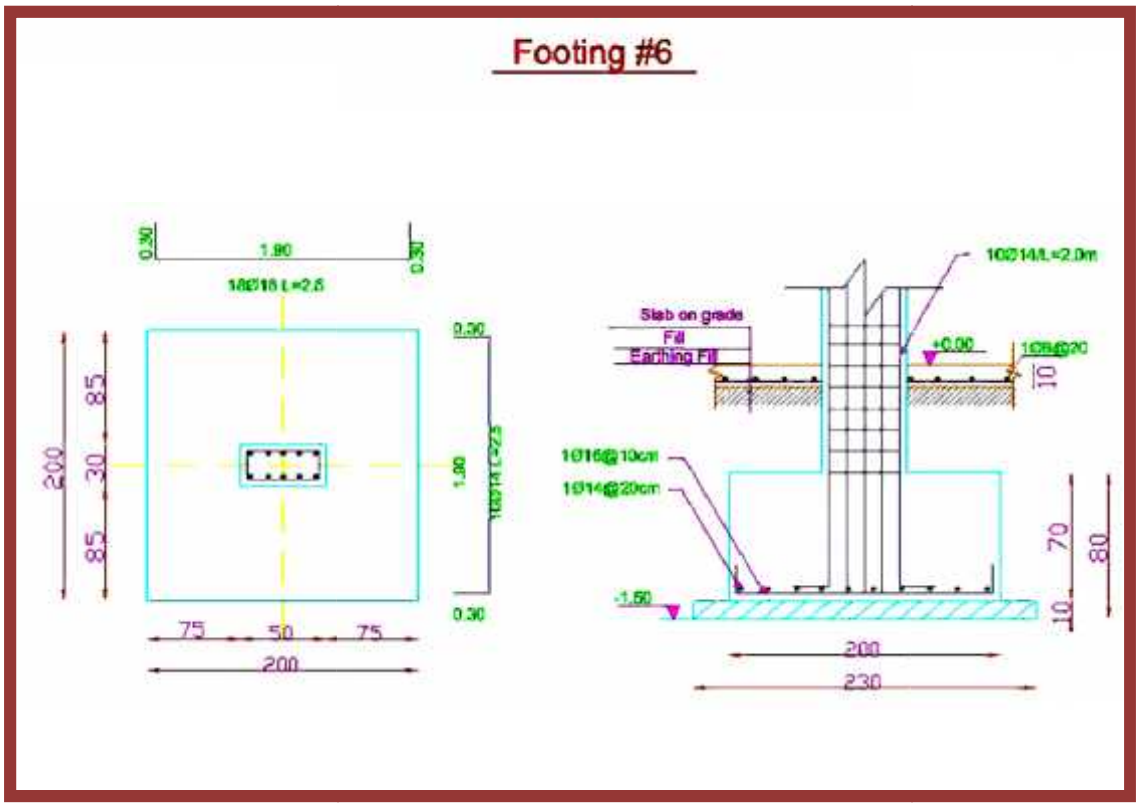


Figure (4-16) Detail of Footing No. Six

4-8 Design of Strip Footing (wall footing)

4-8-1 Calculation of load:

- **Dead load:**

Service Dead load = 110.88KN/m

- **Live load:**

Service Live load = 5 KN/m

Total Service load (Pn) = 110.88+ 5 =115.88KN/m

Total Factored load (Pu) = (1.2*110.88) + (1.6*5) =141.10 KN/m

4-8-2 Design of footing width:

$$¢_{ball} = \frac{Pn}{A}$$

For 1- meter width of footing.

$¢_{ball}$ =Pn/(b*1)

$¢_{ball}$ =Pn/b

b=Pn/$¢_{ball}$

b=115.88/(400)

b=0.290 m =29cm

The required width is too small, select a width of 70.0cm. ……. See figure (4-17)

w = 70 cm So, the bearing pressure is:

$$¢_{bull} = \frac{Pn}{A} = \frac{141.10}{0.70 \times 1} = 201.57 KN/m2$$

and it is uniformly distributed beneath the footing, since there is no eccentricity.

4-8-3 Design of footing thickness:

- **one way shear**

The shear strength of concrete,

$$¤Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

¤ Vc =0.75*(1/6)*($\sqrt{\ }$ 30)*1000*d=683.75*d N

Vu at distance d from the face of wall.

Vu (at $(d + \frac{a}{2})$) = (0.225-d)*(201.57*1000)(1)

= (45500-201570*d) N

ΦVc≥Vu

683.75*d = (45500-201570*d)

d=0.23 m =23 cm

h=23+8+1.2 =32.2cm

select h =40 cm……. See figure (4-17)

d=40-8-1.2 =30.80 cm

4-8-4 Design of Bending:

Design in plain concrete:

Mu = (201.57)(0.083)(0.083/2)

= 0.694 KN.m

$¢_{ball} = 0.42\sqrt{30} = 2.3Mpa$

$¢ = \frac{Mn \times c}{I}$

$Mn = \frac{¢ \times I}{c} = ¢ \times Sm$

$wher...Sm = I / c$

$Sm = \frac{b \times h3}{6} = 0.005$

Φ Mn=0.55*0.005*2.3*1000=6.33KN.m

Φ Mn=6.33 > Mu

- **So, the plain concrete is adequate and no reinforcement is required.**

Minimum Reinforcement according to shrinkage & temperature :

As=0.0018*b*h

As=0.0018*70*40= 5.04 cm^2

Select **4 Φ14** in the short direction……. See figure (4-14)

As=0.0018*b*h

As=0.0018*100*40= 7.20cm^2

Select **Φ14 @ 20 cm** in the long direction. ……. See figure (4-17)

4-8-5 Design of dowels:

Φ Pn= Φ(0.85*fc'*Ag)

= 0.70*(0.85*30*1000*250)=4462.50 KN

Φ Pn >> Pu=141.10 KN

Dowels are not required for load transfer.

∴ Use the minimum dowels area,

$As = 0.0012 \times Ag$

$= 0.0012 \times 100 \times 25 = 3.0 cm^2$

- **Use Φ12 @ 25 cm** with As= 4.52 cm² /m……. See figure (4-17)

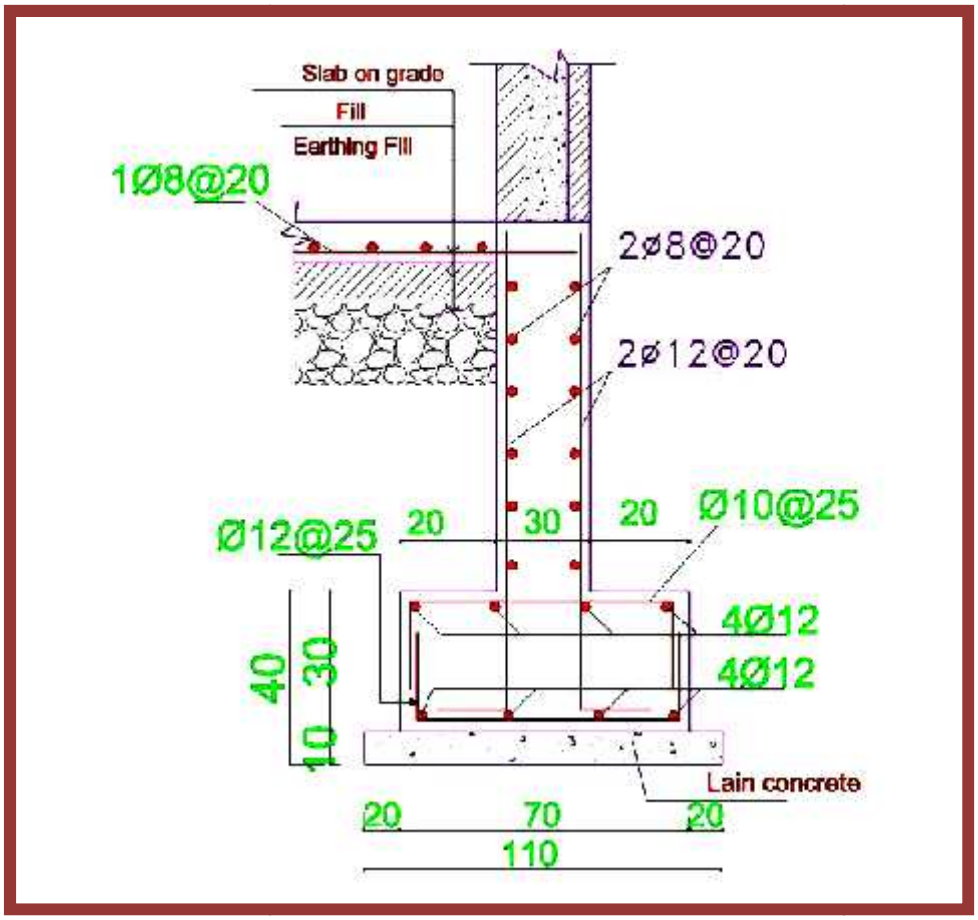


Figure (4-17) section in Strip Footing.

4-9 Design Mat footing under Elevator :

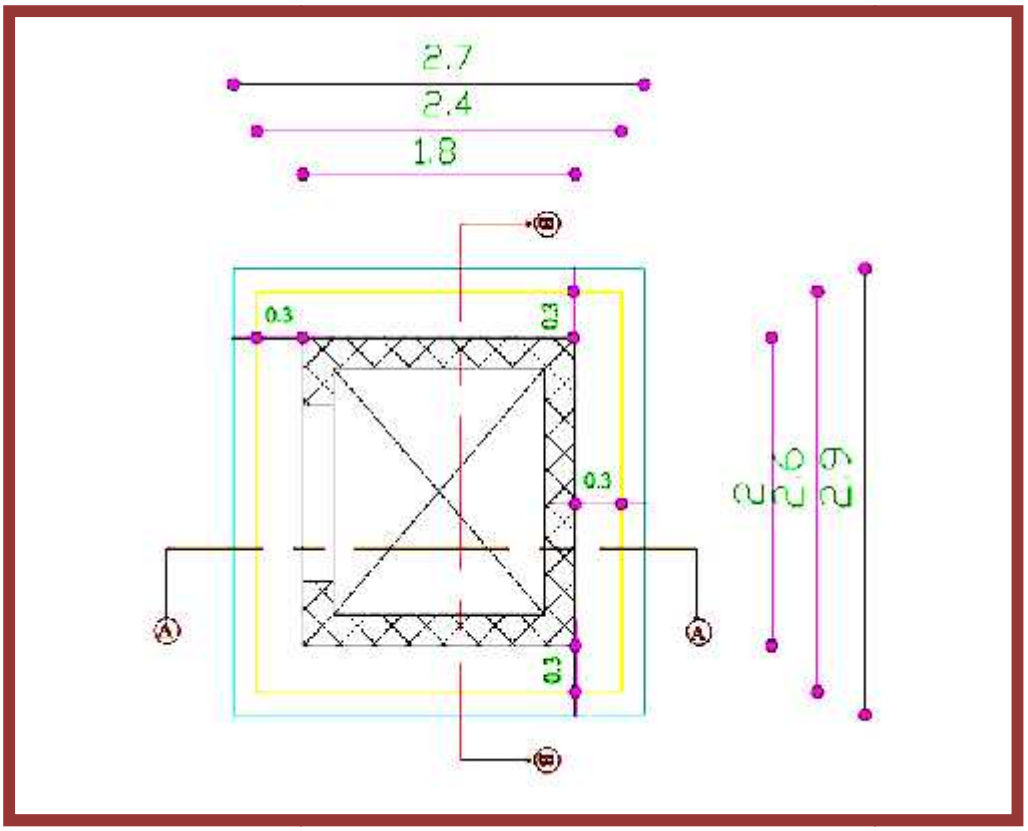


Figure (4-18) Top view of Mat Foundation(Under Elevator)

4-9-1 Load calculations :

Wight of wall =(0.25*3.30*6.0*1.0*25) = 99.0 KN

Pu=(2*29)+(1.2*3*99)= 414.40 KN

Determination of the area of footing :

A_{req}= Pu / 1.4*¢*all* = 414.40/ 1.4*400 = 0.74 m^2.

Select $A_{provided}$ = 2.60*2.40 = 6.24 m^2 > 0.74m^2……. See figure (4-18)

4-9-2 Check of Bearing capacity for Section [B-B]. ……. See figure (4-19)

σ_1= (2*Pu)/(1*2.6)

Pu=(2*29.0)+(2*99*1.2)=295.6

σ_1= (2*295.6)/(1*2.6)

(σ_1 = 227.40KN/ m^2) < (1.4*B.C = 560 KN/ m^2)…….OK.

4-9-3 Estimation of footing depth:

$V_{u\ max}$=(227.40*0.4)-(295.6) = 136.44 KN/m

Vu =136.44 KN.

$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\, b_w d$ = 0.75*5.47*1000*d/6 = 683.75*d

Φ Vc ≥Vu.

683.75*d = 136.44*1000

So, d = 0.2m = 20cm.

*A*ssume Φ10 for main reinforcement.

h req = 20+8+ 1 =29 cm.

Select h = 40cm. ……. See figure (4-19)

d req = 40-8-1 = 31.

4-9-4 Design of reinforcement:

4-9-4-1 Design of positive moment:

Bottom reinforcement

$M_{u\ max}$ =(227.4*0.4*0.2)= 18.20 KN.m

Mu = 18.20 KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{18.20 * (10)^6}{(0.9)(1000)(310)^2} = 0.21\,Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 0.21}{420}}\right) = 0.0005$$

ρ Req =0.0005.

$A_{s\ req}$ = 0.0005*(100)*(31) = 1.55cm^2 .

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4 * f_y} * bw * d \geq \frac{1.4 * bw * d}{fy}$$

$A_{s\,min}$ = 10.10 < 10.33 cm^2

$A_{s\,min}$ = 10.33 cm^2

$A_{s\,min}$ = 1.3* As req =1.3*1.55 = 2.015cm^2.

$A_{s\ shrinkage}$ = 0.0018*100*40 = 7.20 cm^2 .

2.015 < 7.20

$A_s = As_{min}$ = 7.20 cm^2

use **Φ14 @20 cm** with A_s= 7.69 cm^2 for bottom reinforcement in X &Y directions.

……. See figure (4-19)

4-9-4-2 Design of negative moment:-

Top reinforcement (in X direction).

$M_{u\,max}$=(227.40*1.4*0.5*1.4)-(295.6*1.0) =72.94 KN.m

Mu = 72.94 KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{72.94 * (10)^6}{(0.9)(1000)(310)^2} = 0.84\ Mpa$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 0.84}{420}}\right) = 0.002$$

° req =0.002.

$A_{s\ req}$ = 0.002*(100)*(31) = 6.32 cm^2 .

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4 * f_y} * bw * d \geq \frac{1.4 * bw * d}{fy}$$

$A_{s\,min}$ = 10.10 < 10.33 cm^2

$A_{s\,min}$ = 10.33 cm^2

$A_{s\,min}$ = 1.3* As req =1.3*6.32= 8.22 cm^2.

$A_{s\ min}$ = 8.22 > $A_{s\ shrinkage}$ = 7.20 cm^2 .

$A_s = As_{min}$ = 8.22 cm^2 .

use **Φ16 @ 20cm** with A_s=10 cm^2 for Top reinforcement in X direction.

……. See figure (4-19)

4-9-4-3 Top reinforcement in Y direction:

$A_s = A_{s\ shrinkage} = 7.20\ cm^2$

use **Φ14 @ 20cm** with $A_s = 7.70\ cm^2$. ……. See figure (4-19)

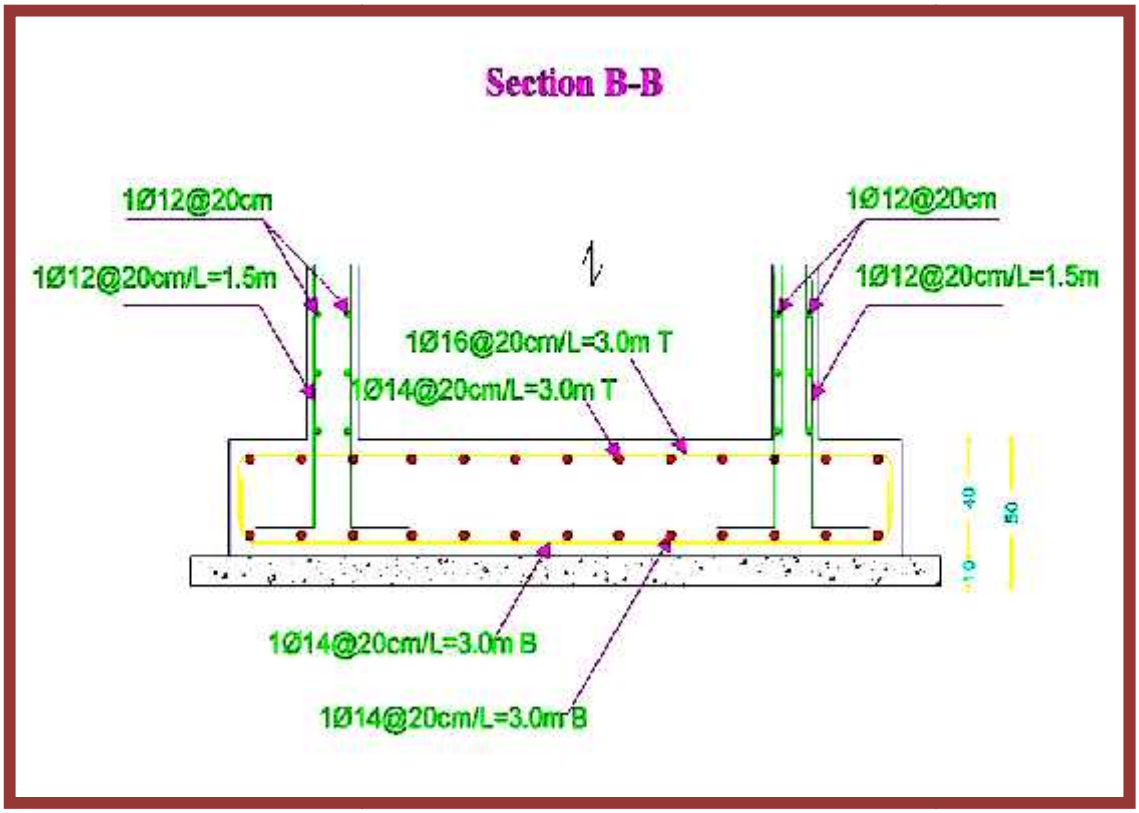


Figure (4-19) section in Elevator Foundation.

4-10 Design Double Flat Stair :

The overall depth of solid slab of stair must satisfy the limitation of deflection required in ACI for one way solid slab :

Min h =(L /20) = 450 /20 = 22.5 cm

Select h=25 cm.

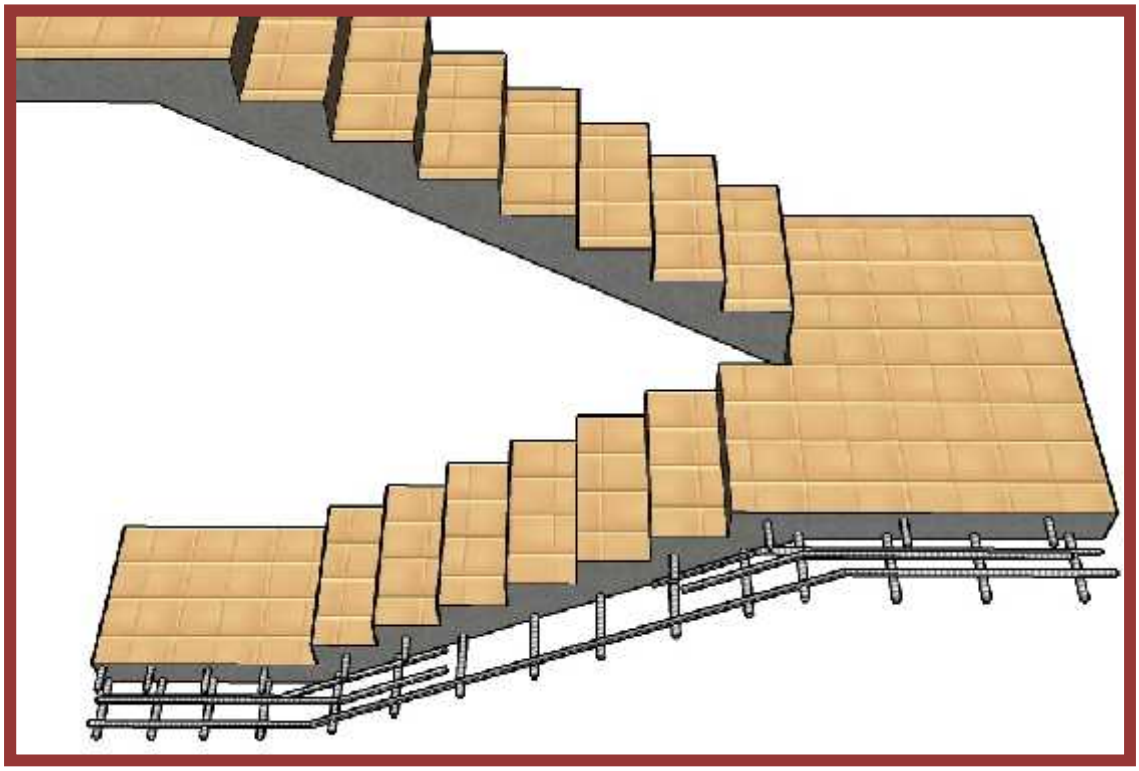


Figure (4-20) Double Flats Stairs

4-10-1 Load Determination .

Dead load calculation of q_1 : ……. See figure (4-21)

$\alpha = \tan^{-1}(15/30) = 26.57^{o}$

$(25*0.25)*(1/\cos 26.57) = 7.0$ KN/m^2

$(0.03*22)*(1/\cos 26.57) = 0.74$ KN/m^2

$(0.15/2)*25 = 1.875$ KN/m^2

0.03*22 = 0.70 KN/m^2

0.03*22*(0.15/0.30) = 0.33 KN/m^2

0.04*22*(33/30) = 1.0 KN/m^2

0.03*22*(0.15/30) = 0.33 KN/m^2

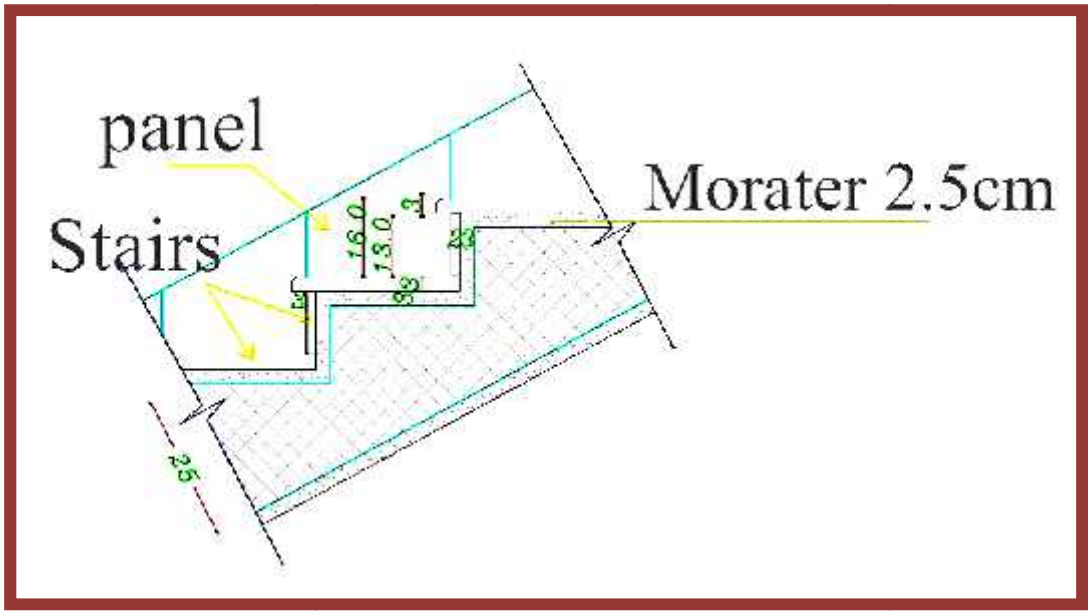


Figure (4-21) Section in Stair .

Nominal Total Dead Load = 12.25 KN/m^2

Factored Total Dead Load = 1.2*12.25 = 14.70 KN/m^2

Live load = 5 KN/m^2 .

Factored live load =5*1.6 = 8 KN/m^2

q_1 = 8 + 14.70 = 22.70 KN/m^2

Dead load calculation of q_2 :

(25*0.25) = 6.25 KN/m^2

(0.03*22) = 0.66 KN/m^2

0.03*22 = 0.66 KN/m^2

0.04*22 = 0.88 KN/m^2

Nominal Total Dead Load = 7.85 KN/m^2

Factored Total Dead Load = 1.2*7.85 = 9.42 KN/m^2

Live load = 5 KN/m^2 .

Factored live load =5.0*1.6 = 8.0 KN/m^2

q_2 = 8 + 9.42 = 17.42 KN/m^2

4-10-2 Stair reinforcement Design of one meter strip :

Mu max = 55.30 KN.m

d = h-2-1 = 25-2-1= 22cm

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(30)} = 16.47$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{55.30 * (10)^6}{(0.9)(1000)(220)^2} = 1.27\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 1.27}{420}}\right) = 0.0031$$

A_s = 0.0031*(100)* (22) = 6.83 cm^2

4-10-2-1 Min reinforcement :

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots \text{(ACI-10.5.1)}$$

As min = 7.20 < 7.33 cm^2

As min = 1.3*6.83 = 8.88 cm^2

Select As= As min =7.33 cm^2

As =7.33 cm^2

Use Φ 14 @ 20 cm with As =7.70 cm^2 > 7.33 cm^2……. See figure (4-22)

4-10-2-2 Lateral reinforcement for one meter strip :

As = 0.0018*b*h ≥ 0.20*As main

As = 0.0018*100*25 ≥ 0.20*7.70

As = 4.50 ≥ 1.54 cm^2

Use Φ 12 @ 25 cm with As =4.52 cm^2 > 4.50 cm^2 ……. See figure (4-22)

4-10-3 Design of shear reinforcement :

Vu max =50.10 KN

Φ Vc ≥ Vu max

$$\Phi Vc = \frac{0.75\sqrt{fc'}}{6}(bw)(d)$$

= 151.25 > 50.10KN

No Shear reinforcement is required .

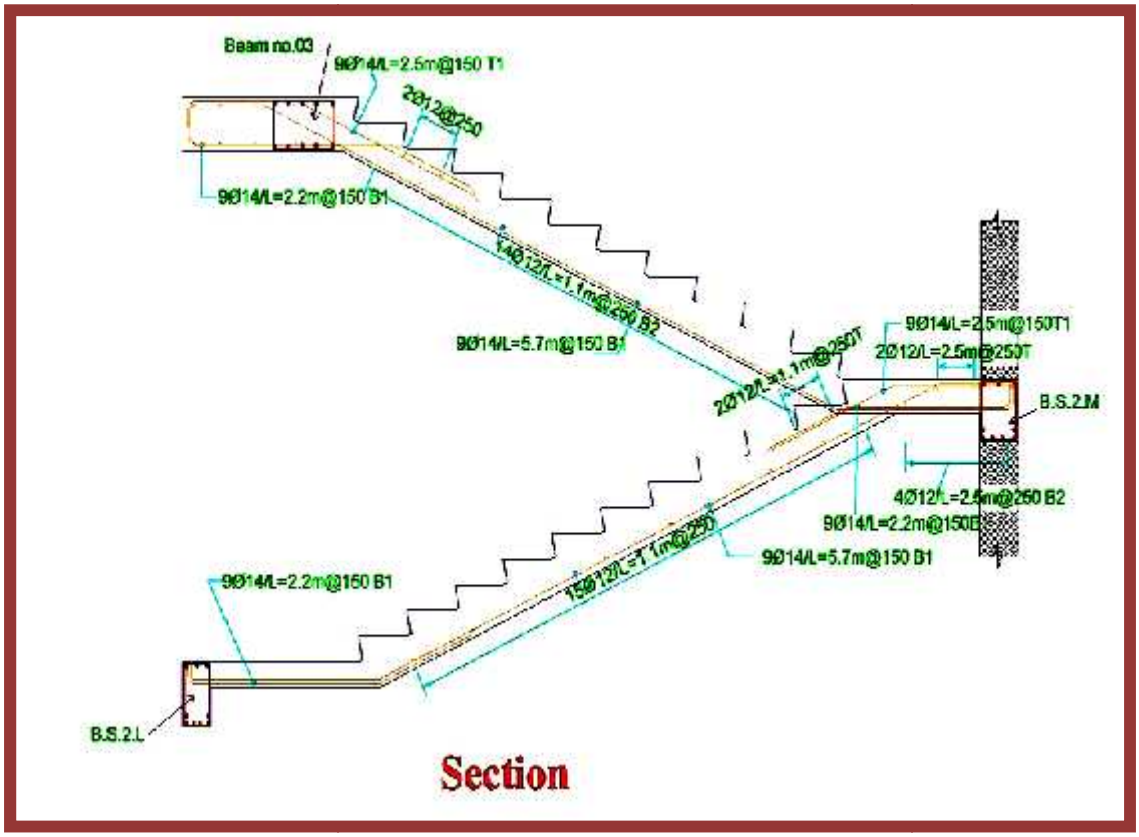


Figure (4-22) Details of Stair (Double Flat) .

4-11 Design of Basement Wall

4-11-1 Design Against Earth Load:

γ_{soil} =18 KN/m³ (Unit weight of the soil)

$\theta = 30°$ (Assumption)

H = 3.30 m (Height of retaining wall) ……. See figure (4-23)

$K_o = 0.5$ ……. From Table (4-2) .

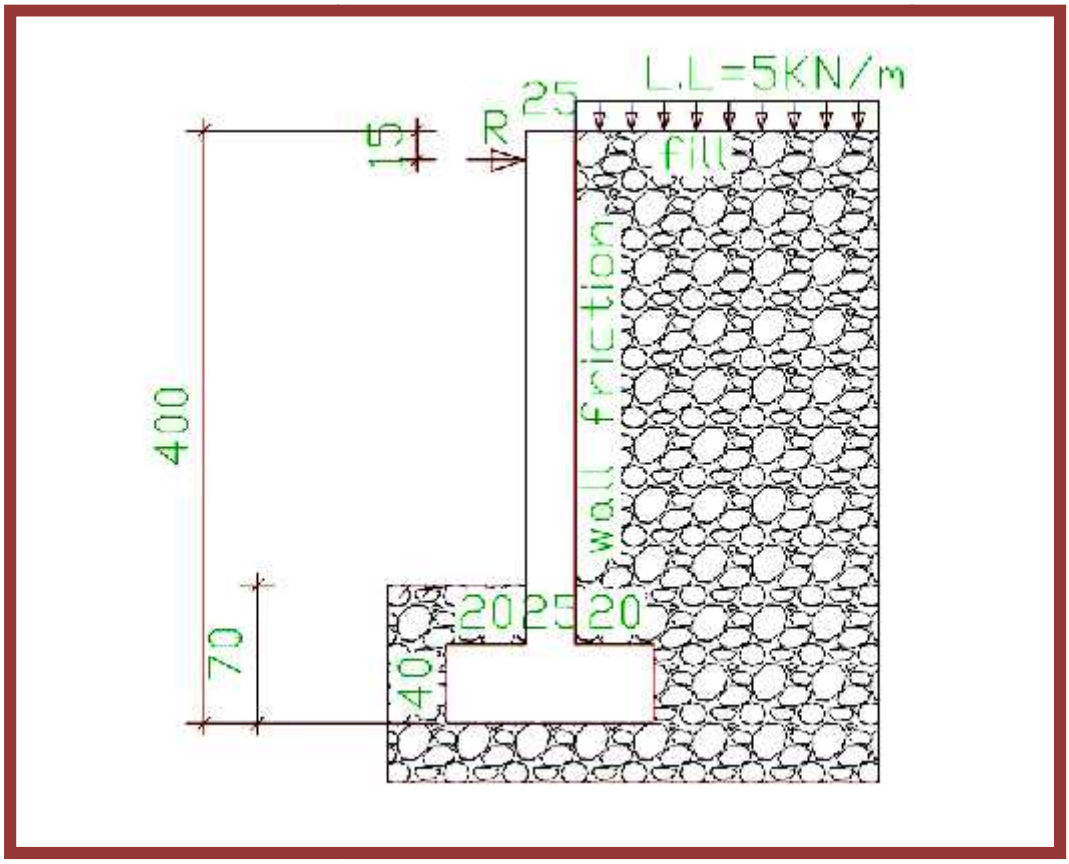


Figure (4-23) Basement Wall Case .

4-11-2 Calculation of loads:

Dead load calculation:

$e_o = \gamma \times H \times K_o$

$= 18 \times 3.30 \times 0.5 = 29.7$ KN/m2

$E_o = 0.5 \times H \times e_o$

$=0.5*3.3*29.7 =49$ KN/m

Live load calculation:

$e_{op} = p \times K_o$

$= 5 \times 0.5 = 2.5$ KN/m2

$E_{op} = H \times e_{op}$

$= 3.30 \times 2.5 = 8.25$ KN/m (for 1m strip)

Table (4-2) Earth Pressure Coefficients.

Erddruckbeiwerte K und Gleitflächenwinkel ϑ_a für $\alpha = 0, \beta = 0$ (Zwischenwerte geradl. einschalten)

	φ / δ	15°	17,5°	20°	22,5°	25°	27,5°	30°	32,5°	35°	37,5°	40°
K_a	0	0,59	0,54	0,49	0,45	0,41	0,37	0,33	0,30	0,27	0,24	0,22
K_{ah}	$+ \frac{1}{3}\varphi$	0,55	0,50	0,46	0,41	0,37	0,34	0,30	0,27	0,25	0,22	0,20
K_{ah}	$+ \frac{2}{3}\varphi$	0,52	0,47	0,43	0,38	0,35	0,31	0,28	0,25	0,22	0,20	0,18
$K_{ah,p}$	0	0,77	0,73	0,70	0,67	0,64	0,61	0,58	0,55	0,52	0,49	0,47
$K_{ah,p}$	$+ \frac{1}{3}\varphi$	0,65	0,62	0,59	0,56	0,53	0,51	0,48	0,46	0,44	0,41	0,39
$K_{ah,p}$	$+ \frac{2}{3}\varphi$	0,56	0,54	0,51	0,48	0,46	0,44	0,41	0,39	0,37	0,35	0,33
K_{ach}	0	1,53	1,46	1,40	1,34	1,27	1,21	1,15	1,10	1,04	0,99	0,93
K_{ach}	$+ \frac{1}{3}\varphi$	1,43	1,36	1,29	1,22	1,15	1,10	1,04	0,98	0,93	0,88	0,83
K_{ach}	$+ \frac{2}{3}\varphi$	1,34	1,26	1,18	1,11	1,04	0,98	0,92	0,87	0,81	0,76	0,71
K_p	0	1,70	1,86	2,04	2,24	2,46	2,72	3,00	3,32	3,69	4,11	4,60
K_{pn}	$-\frac{1}{3}\varphi$	1,94	2,18	2,48	2,81	3,22	3,68	4,27	4,95	5,80	6,85	8,15
K_{pn}	$-\delta^*)$	2,11	2,38	2,77	3,23	3,81	4,51	5,46	6,15	7,12	8,27	9,64
K_{ph}	$-\varphi$	2,13	2,46	2,85	3,34	3,93	4,68	5,63	6,86	8,48	10,67	13,67
K_0	0	0,74	0,70	0,66	0,62	0,58	0,54	0,50	0,46	0,42	0,39	0,36
$\vartheta_a°$	0	52,5	53,8	55,0	56,3	57,5	58,8	60,0	61,3	62,5	63,8	65,0
$\vartheta_a°$	$-\frac{1}{3}\varphi$	49,4	50,8	52,2	53,6	55,0	56,4	57,8	59,2	60,6	62,0	63,3
$\vartheta_a°$	$-\frac{2}{3}\varphi$	47,0	48,5	50,0	51,5	53,0	54,5	56,0	57,5	58,9	60,4	61,9

4-11-3 Thickness of the retaining wall:

∑ Mb=0.0

(Ax*3.3)-(49*3.3*0.33)-(8.25*3.3*0.5)=0.0

Ax=20.46 K

∑Fx=0.0

Bx=49+8.25-20.46 =36.79 KN

Determination of zero shear point:

$$\frac{29.7}{3.3}=\frac{Z}{x}\Rightarrow Z=9x$$

20.46 = (9x*0.5*x)+(2.5x)

20.46 = ($4.5x^2$)+2.5x

$4.5x^2$ +2.5x-20.46 = 0.0

$$x=\frac{-B\pm\sqrt{B^2-4\times A\times C}}{2\times A}$$

X= 1.87 m

Z=9*1.87 =16.85 KN/m²

$\sum$ Mx (positive clockwise)

Mu = (20.46*1.87)-(16.85*0.5*1.87*0.33*1.87)-(2.5*1.87*0.5*1.87)= 24KN.m

Mu=1.6*24 =38.52 KN.m

Use,

ρ = 0.5(ρ_{max})

ρ max = 0.01935

ρ = 0.009675

m = 16.47

Mu = 38.52 KN.m

Mn = Mu /0.9=42.8 KN.m

$R_n = \rho\,(f_y(1-0.5\,\rho\,m)$ = **3.74** MPa

$$d = \left(\sqrt{\frac{Mn}{Rn * b}} \right) = \left(\sqrt{\frac{42.8 * 10 \wedge 6}{3.74 * 1000}} \right) = 106.90\ mm$$

h = (106.90+70+20) = 196.90 mm

∴ **Use h = 250 mm= 25 cm**. ……. See figure (4-23)

4-11-4 Wall Reinforcement:

4-11-4-1 Main reinforcement

d = 250- (70 +20) = 160 mm

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{42.8 * (10)^6}{(1000)(160)^2} = 1.66\ Mpa$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 1.66}{420}}\right) = 0.0041$$

A_{sreq} =0.0041*100*16 = 6.54 cm^2

$$A_s \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \text{ …….. (ACI-10.5.1)}$$

∴ As min = 5.33cm^2/m

A_{sreq} > As min

Select As= 6.54 cm^2

Use Φ14 @ 20 cm With As = 7.70 cm^2 /m

4-11-4-2 Secondary Reinforcement :

The required secondary reinforcement is equal to shrinkage and temperature reinforcement.

As shrinkage = 0.0018 x 100 x 25 = 4.5 cm² /m.

Use Φ12 @ 25 cm With As = 4.52 cm² /m ……. See figure (4-24)

4-11-5 Design of Strip Footing (for basement wall)

4-11-5-1 Calculation of load:

Dead load:

Service Dead load = 47.0 KN/m

- **Live load:**

Service Live load = 5 KN/m

Total Service load (Pn) = 47.0+ 5 =47.0KN/m

Total Factored load (Pu) = (1.2*47.0) + (1.6*5) =64.0KN/m

4-11-5-2 Design of footing width:

$$¢_{ball} = \frac{Pn}{A}$$

For 1- meter width of footing.

$¢_{ball}$ =Pn/(b*1)

$¢_{ball}$ =Pn/b

b=Pn/$¢_{ball}$

b=47.0/(400)

b=0.120 m =12cm

The required width is too small, select a width of 70.0cm.

w = 70 cm So, the bearing pressure is:

$$¢_{bull} = \frac{Pn}{A} = \frac{47.0}{0.70 \times 1} = 67.14 KN/m2$$

and it is uniformly distributed beneath the footing, since there is no eccentricity.

4-11-5-3 Design of footing thickness:

- **one way shear**

The shear strength of concrete,

$$¤Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

¤ Vc =0.75*(1/6)*($\sqrt{\ }$ 30)*1000*d=683.75*d N

Vu at distance d from the face of wall.

Vu (at $(d + \frac{a}{2})$) = (0.225-d)*(67.14*1000)(1)

= (15107-67140*d) N

ΦVc≥Vu

683.75*d = (15107-67140*d)

d=0.22 m =22 cm

h=22+8+1.2 =31.2cm

select h_{min} =40 cm……. See figure (4-24)

d=40-8-1.2 =30.80 cm

4-11-5-4 Design of Bending:

- **Design in plain concrete:**

Mu = (67.14)(0.083)(0.083/2)

= 0.231 KN.m

$$¢_{ball} = 0.42\sqrt{30} = 2.3Mpa$$

$$¢ = \frac{Mn \times c}{I}$$

$$Mn = \frac{¢ \times I}{c} = ¢ \times Sm$$

$$wher...Sm = I / c$$

$$Sm = \frac{b \times h3}{6} = 0.005$$

Φ Mn=0.55*0.005*2.3*1000=6.33KN.m

Φ Mn=6.33 > Mu

- **So, the plain concrete is adequate and no reinforcement is required.**

Minimum Reinforcement according to shrinkage & temperature:

As=0.0018*b*h

As=0.0018*70*40= 5.04 cm^2

Select **4 Φ14** in the short direction……. See figure (4-24)

As=0.0018*b*h

As=0.0018*100*40= 7.20cm^2

Select **Φ14 @ 20 cm** in the long direction. ……. See figure (4-24)

4-11-5-5 Design of Dowels:

Φ Pn= Φ(0.85*fc'*Ag)

= 0.70*(0.85*30*1000*250)=4462.50 KN

Φ Pn >> Pu=141.10 KN

Dowels are not required for load transfer.

∴ Use the minimum dowels area,

$As = 0.0012 \times Ag$

$= 0.0012 \times 100 \times 25 = 3.0 cm^2$

- **Use Φ12 @ 25 cm** with As= 4.52 cm^2 /m……. See figure (4-24)

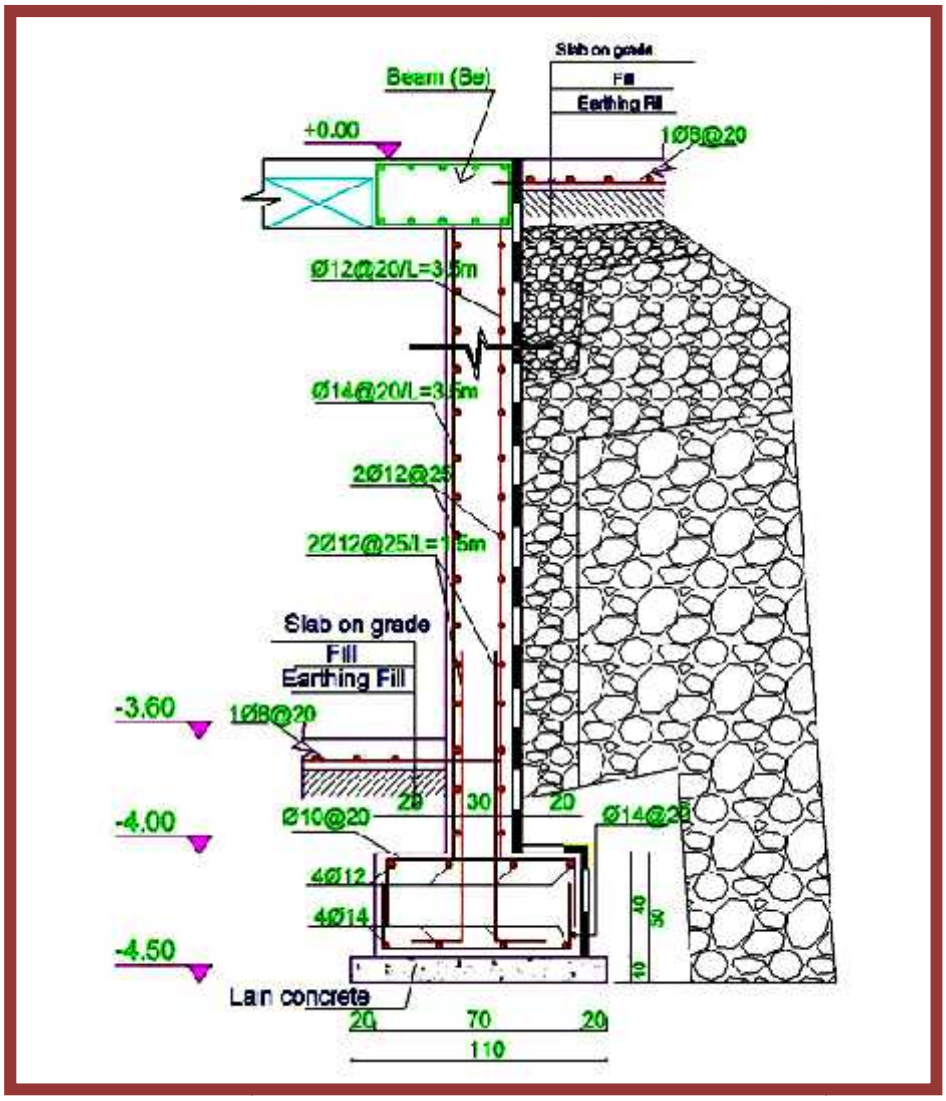


Figure (4-24) Details of Basement Wall &Footing.

4-12 Design of Shear Wall :

By analysis and calculation the magnitude of earthquake force is greater than wind force , so that the design used is to be resist earthquake force .

4-12-1 Determination of location of shear centroid (So) :

$$\overline{X} = \frac{\sum X * I_x}{\sum I_X}$$

$$\overline{Y} = \frac{\sum Y * I_Y}{\sum I_Y}$$

***I= (b*h^3)/12**

Table (4-3) Moment of Inertia at X & Y.

No of wall	I_X	X	I_X * X	I_Y	Y	I_Y*Y
1	**0**	16.93	٠	**0.86**	0.15	**0.13**
2	**0.94**	18.85	**17.72**	**0**	2.13	**0**
3	**3.375**	29.40	**99.23**	**0**	6.78	**0**
4	**0**	19.68	**0**	٠.٠٥	17.35	**0.868**
5	**6.25**	16.13	**100.81**	٠	26.35	**0**
6	**6.25**	18.88	**118**	**0**	26.35	**0**
7	**0**	17.50	**0**	٠.٣٩	29.38	**11.46**
8	**25.45**	39.35	**1001.46**	**0**	41.15	**0**
9	**0**	٤٩.٨٠	**0**	٠.٦٧٥	27.68	**18.70**
10	**0**	٤٩.٥١	**0**	**0.097**	30.9	**3.0**
11	**0.2**	٥٠.٢٩	**10.06**	**0**	30	**0**
12	**0**	٤٩.٥٢	**0**	**0.097**	29.10	**2.82**
∑	**42.47**		**1347.3**	**2.17**		**37.0**

$$\overline{X} = \frac{1347.3}{42.47} = 31.72m$$

$$\overline{Y} = \frac{37.0}{2.17} = 17.10m$$

e_y = 17.17 m

e_x =0.22m

4-12-2 Determination Parts Of Translation.

Part of translation to FRx & Fry :

$$Q_{Xi} = \frac{FRx * I_{Yi}}{\sum I_y}$$

$$Q_{yi} = \frac{FRy * I_{xi}}{\sum I_x}$$

Loads in X- direction :

FRx = 1 KN

Part of translation = $\frac{FRx * I_{Yi}}{\sum I_y}$

Table (4-4) Parts of Translation at X direction.

Wall	I_y	$FR_x * I_Y$	$(FR_x * I_Y)/\sum I_Y$
1	٠.86	٠.86	٠.٣٩٦
2	٠	٠	0
3	٠	٠	0
4	0.05	0.05	0.023
5	0	0	0
6	0	0	0
7	0.39	0.39	0.18
8	0	0	0
9	0.675	0.675	0.311
10	0.097	0.097	0.045
11	0	0	0
12	0.097	0.097	0.045

Σ			**1**

loads in Y-direction :

q_y ➔ FR_Y = 1 KN

Part of translation = $\frac{FRy * I_{xi}}{\sum I_x}$

Table (4-5) Parts of Translation at Y direction.

Wall	I_X	$FR_Y * I_X$	$(FR_Y * I_X)/\sum I_X$
1	0	0	**0**
2	0.94	0.94	**0.022**
3	3.375	3.375	**0.08**
4	0	0	**0**
5	6.25	6.25	**0.15**
6	6.25	6.25	**0.15**
7	0	0	**0**
8	25.45	25.45	**0.60**
9	0	0	**0**
10	0	0	**0**
11	0.20	0.20	**0.005**
12	0	0	**0**
Σ			**1**

4-12-3 Determination Parts Of Rotation.

Part of rotation:

due to M_{Xm}➔ q_x

$$Q_{Xi} = -\frac{Mx_m \times I_Y \times Y_M^*}{I_W}$$

$$Q_{Yi} = \frac{Mx_m \times I_X \times X_M^*}{I_W}$$

Due to Mym ➔ q_y

$$Q_{Xi} = -\frac{My_m \times Iy \times Y_M^*}{I_W}$$

$$Q_{Yi} = \frac{My_m \times I_X \times X_M^*}{I_W}$$

$I_W = \sum I_Y * Y^{*2}_M + \sum I_X * X^{*2}_M$.

Determination Iw :-

Table (4-6) Determination Iw.

wall	I_x	X^*_M	$I_X*X^*_M$	$I_X*X^{*2}_M$	I_Y	Y^*_M	$I_Y*Y^*_M$	$I_Y*Y^{*2}_M$
1	0	-14.57	0	**0**	0.86	-16.95	-14.58	**0.000**
2	0.94	12.72	-11.83	**150.47**	0	-16.80	0	**0.015**
3	3.375	-2.17	-7.32	**15.89**	0	-12.87	0	**68.398**
4	0	-12.04	0	**0**	0.05	0.25	0.0125	**0.000**
5	6.25	-15.60	-97.50	**1521**	·	9.25	0	**0.101**
6	6.25	-12.85	-80.31	**1032**	0	9.25	0	**0.000**
7	0	-14.22	0	**0**	٠.٣٩	12.28	4.80	**0.437**
8	25.45	7.63	186.55	**1423.4**	0	29.90	0	**0.000**
9	0	18.08	0	**0**	٠.٦٧٥	10.58	7.14	**160.961**
10	0	17.79	0	**0**	٠.٠٩٧	13.80	1.34	**0.000**
11	0.20	18.58	3.72	**69.04**	0	12.90	0	**0.000**
12	0	17.79	0	**0**	٠.٠٩٧	12.0	1.16	**14**
Σ			-6.69	**4211.8**				**415**

I_W = 4211.8+415= 4626 m^6 .

Torques due to q_x :

$Mx_m = FRx * e_y$

= 1 *0.22= -0.22 KN.m

$MY_m = FR_Y * e_X$

$= 1 * 17.17 = 17.17$ KN.m

Part of load of each shear wall

$Mx_m = -0.22$ KN.m

Part of rotation : Q_X due to Mxt:

Table (4-7) Parts of Rotation at X direction due to Mx.

Wall	I_y	Y^*_M	$-(M_X/ I_W)*I_Y* Y^*_M$
1	**.86**	**-16.95**	**0.054**
2	.	**-16.80**	**0**
3	.	**-12.87**	**0**
4	**0.05**	**0.25**	**0**
5	**0**	**9.25**	**0**
6	**0**	**9.25**	**0**
7	**0.39**	**12.28**	**-0.00177**
8	**0**	**29.90**	**0**
9	**0.675**	**10.58**	**-0.027**
10	**0.097**	**13.80**	**-0.005**
11	**0**	**12.90**	**0**
12	**0.097**	**12.0**	**-0.0043**

Part of rotation Q_Y due to Mx_t :

Table (4-8) Parts of Rotation at Y direction due to Mx.

Wall	I_x	X^*_M	$(M_X/ I_W)*I_X* X^*_M$
1	0	-14.57	**0**
2	0.94	-12.72	**-0.044**
3	3.375	-2.17	**-0.027**
4	0	-12.05	**0**
5	6.25	-15.60	**-0.36**
6	6.25	-12.85	**-0.30**
7	0	-14.22	**0**
8	25.45	7.63	**0.72**
9	0	18.08	**0**
10	0	17.79	**0**
11	0.20	18.58	**0.014**
12	0	17.79	**0**

Part at each wall due to q_x :

Qx_t = part of translation + part of rotation

Qx_1(for wall # 1) = 0.396+0.054
= 0.45
Qx_2(for wall # 2) = 0.0-0.044
= -0.044
Qx_3(for wall # 3) =0.0 -0.027
= -0.027
Qx_4(for wall # 4) =0.023+0.0
= 0.023
Qx_5(for wall # 5) = 0.0-0.36
= -0.36
Qx_6(for wall # 6) = 0.0 -0.30
= -0.3
Qx_7(for wall # 7) = 0.18-0.00177
= 0.18
Qx_8(for wall # 8) = 0.0+0.72
= 0.72
Qx_9(for wall # 9) = 3.11-0.027
= 0.28
Qx_{10}(for wall # 10) = 0.045-0.05
= - 0. 04
Qx_{11}(for wall # 11) = 0.0+0.014
= - 0. 0.014
Qx_{12}(for wall # 12) = 0.045-.0043
= 0.041

∑ Qx = 1 KN ……OK

· Part of rotation : Q_X due to Myt:

Table (4-9) Parts of Rotation at X direction due to My.

Wall	I_y	Y^*_M	$-(M_y/ I_W)*I_Y* Y^*_M$
1	**·.86**	**-16.95**	**0.00073**
2	**·**	**-16.80**	**0**
3	**·**	**-12.87**	**0**
4	**0.05**	**-10.25**	**0**
5	**0**	**-9.25**	**0**
6	**0**	**9.25**	**0**
7	**0.39**	**12.28**	**-0.00024**
8	**0**	**29.90**	**0**
9	**0.675**	**10.58**	**-0.00036**
10	**0.097**	**13.80**	**-0.0001**
11	**0**	**12.90**	**0**
12	**0.097**	**12.0**	**-0.0001**

Part of rotation Q_Y due to My_t :

Table (4-10) Parts of Rotation at Y direction due to My.

Wall	I_x	X^*_M	$(M_y/ I_W)*I_x* X^*_M$
1	0	-14.57	**0**
2	0.94	-12.72	**0.0006**
3	3.375	-2.17	**0.00037**
4	0	-12.04	**0**
5	6.25	-15.60	**0.005**
6	6.25	-12.85	**0.004**
7	0	-14.22	**0**
8	25.45	7.63	**-0.0097**
9	0	18.08	**0**
10	0	17.79	**0**
11	0.20	18.58	**-0.0002**
12	0	17.79	**0**

Qy_t = part of translation + part of rotation

Qy_1(for wall # 1) = 0.0073

Qy_2(for wall # 2) = 0.023

Qy_3(for wall # 3) = 0.08

Qy_4(for wall # 4) = 0

Qy_5(for wall # 5) = 0.155

Qy_6(for wall # 6) = 0.154

Qy_7(for wall #7) = -0.00036

Qy_8(for wall #8) = 0.59

Qy_9(for wall # 9) = -0.00036

Qy_{10}(for wall # 10) = -0.0001

Qy_{11}(for wall # 11) = -0.0002

Qy_{12}(for wall # 12) = -0.0001

∑ Qy = 1 KN ……OK

4-12-4 Calculation of Floors Weight:-

For the Ground Floor:-

Total weight of Ground Floor = 12082 KN.

For the first Floor:-

Total weight of first Floor =10570 KN .

For the second Floor:-

Total weight of second Floor = 6500KN .

For the final (roof) Floor:-

Total weight of final Floor = 3900 KN

W (Total) for all Floors = *12082 +10570 + 6500 + 3900* = **33052 KN .**

4-12-5 Calculation of shear force on "shear walls" :

From Uniform Building Code 1997(UBC):

Z=0.3 zone"3"

R=5.5

I=1

Ca=0.24

Cv=0.24

hn=16.5m

Ct=0.0488

Where:

Z **=** seismic zone factor as given in Table 16-I.
R **=** numerical coefficient representative of the inherent overstrength and global ductility capacity of lateralforce resisting systems, as set forth in Table 16-N or 16-P**.**
I **=** importance factor given in Table 16-K.
Ca **=** seismic coefficient, as set forth in Table 16-Q.
Ct **=** numerical coefficient given in Section 1630.2.2.
Cv = seismic coefficient, as set forth in Table 16-R.
hi, hn, hx **=** height in feet (m) above the base to Level *i, n* or *x,* respectively.

Eq…30-8 (UBC) $T = C_t (h_n)^{3/4}$

$T = 0.0488(19.80)^{3/4} = 0.46$

$V_1 = \frac{Cv.I}{R.T} W = \frac{0.24 \times 1}{5{,}5 \times 0.46} W = 0.095W$ *control*

$V_1 = \frac{2.5Ca.I}{R} W = \frac{2.5 \times 0.24 \times 1}{5.5} W = 0.109W$

$V_1 = 0.11Ca.I.W = 0.11 \times 0.24 \times 1 \times W = 0.026W$

$\rightarrow\rightarrow V = 0.095W = 0.095 \times 33052 = 3135.40$

$Ft = 0.07 \times T \times V = 0.07 \times 0.46 \times 3135.40 = 100.96$

Table (4-11) Percentage Every Wall from Horiz. Force.

floor	W (KN)	V(KN)	H (m)	Ft (KN)	(V-Ft)	(W*h)	Fx
Roof Floor(1)	3900	3135.40	13.3	100.96	3034.44	51870	696.90
Second Floor(8)	6500	3135.40	9.9	100.96	3034.44	64350	1122.34
First Floor(9)	10570	3135.40	6.6	100.96	3034.44	69762	1930.30
ground Floor(4)	12082	3135.40	3.3	100.96	3034.44	39870	3034.44
Σ	33052					225852	

$$F_{xi} = (V - F_t) w_x h_x / \sum_{i=1}^{n} w_i h_i$$

4-12-6 Load Calculation of Wall (Sh.W8).

……. See figure (4-25)

Part of load for wall (W8), due to**(qy)** = 0.59

Load of Wall (W8):-

Table (4-12) Loads Distribution in Wall no. 8 .

floor	Fx	Vu	Mu
Roof Floor(1)	696.90	411.17	1356.86
Second Floor(8)	1122.34	662.20	3542.12
First Floor(9)	1930.30	1138.87	7300.00
ground Floor(4)	3034.44	1790.32	13208.45

***Vu=Fy*0.59**

Mu =Vu*h

Mu = 7300.0 KN.m.

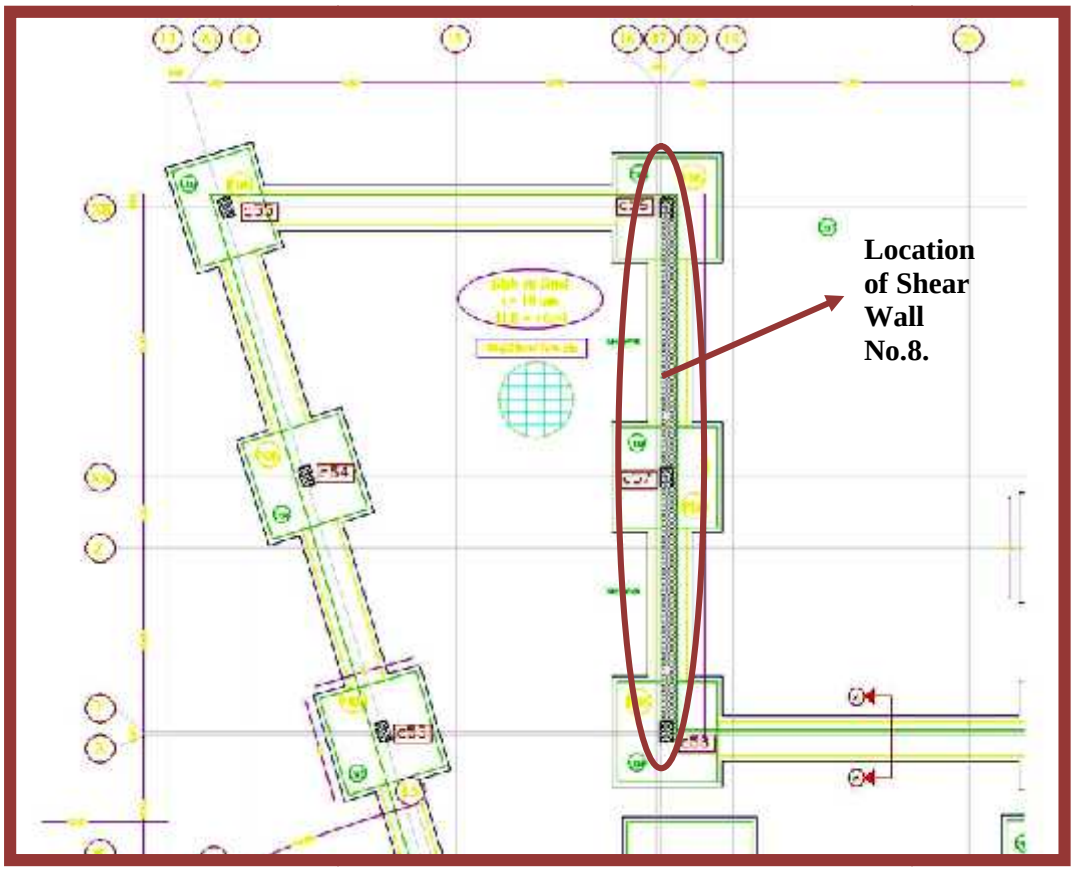


Figure (4-25) Location of Shear Wall No. 8 .

4-12-7 Design of Reinforcement:-

Check if plain concrete is satisfy or not :

4-12-7-1 Design in plain Concrete:-

Vu = 1790.32 KN.

$\phi Vn \geq Vu$ ……..….. (ACI-318-22.5.4)(Eq-22.8).

$\phi Vn = 0.55 * 0.11\sqrt{fc'} * b * h$ ……..…. (ACI-318-22.5.4)(Eq-22.9).

Where b = LW $\Rightarrow$ (Lw: - is the length of shear wall in the direction of action).

$\phi Vn = 0.55 * 0.11\sqrt{30} * 10060 * 250 = 832.30KN < (Vu = 1790.32.0KN)$.

- shear reinforcement is required .

4-12-7-2 Design of shear:-

Vu = 1790.32 KN.

d = 0.8*Lw = 0.8*1060= 800cm = 8000 mm.

$$¤Vc = 0.75 * \frac{1}{6}\sqrt{30} * 250 * 8000 = 1367KN.$$

$$Vs_{\min} = \frac{1}{3} * b * d = \frac{1}{3} * 250 * 8000 = 666.67KN.$$

$(¤Vc) < (Vu = 1790.32\ \text{KN}) < (¤Vc + ¤Vs\min = 2033.67KN)$.

Complies with Category (4).

$¤Vs$ = 2033.67-1790.32 = 243.35 KN

Vs = 324.45 KN

$$\frac{A_V}{S} req = \frac{324450}{0.75 * 420 * 8000} = 0.128cm$$

$$\frac{Av}{s} req \geq (\frac{Av}{s}\min = 0.0025 * h) \quad .....(ACI - 318 - 11.8.4)$$

$$\frac{A_V}{S}\min = 0.0025 * 25 = 0.0625cm$$

$$\frac{A_V}{S} req > \frac{A_V}{S}\min$$

$$S_{max} = \frac{Lw}{3.3} = \frac{300}{3.3} = 91.10cm$$

S_{max} = 3*h = 3*25 = 75 cm

S_{max} = 45 cm ….. control

Select **2Φ14@ 20** cm: ……. See figure (4-25)

$$\frac{A_V}{S} = \frac{2 * 1.54}{20} = 0.154.cm \succ \frac{A_V}{S} req = 0.0966\ \text{cm}$$

4-12-7-3 Design of Vertical Reinforcement.

-Minimum Vertical Reinforcement:-

$$°_{\min} = 0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{hw}{Lw})(°h - 0.0025) \text{ ……...….. (ACI-318-11.10.9.4).}$$

$°h =$ Horizontal reinforcement ratio.

$$°h = \frac{(2*(1.54)*\frac{100}{20})}{100*25} = 0.006$$

$$° _{min} = 0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{25}{1006})(0.006 - 0.0025) = 0.0068$$

As $_{req}$= 0.0068*100*25 = 17.10 cm^2

As $_{req}$= 0.01*100*25 = 25 cm^2

Use 2Φ16@15.....As $_{provided}$ =26.67 cm^2 > As $_{req}$ ……. See figure (4-25)

4-12-7-4 Design of Moment (Boundary):-

Mu = 13208.45 KN.m

Design as light loaded shear wall.

(uniform distribution vertical reinforcement will neglected)

M_u = 7300.0 KN.m

$$Rn = \frac{M_u}{¤ * b * d^2} = \frac{7300.0 * 10^6}{0.9 * 250 * 8000^2} = 0.51 MPa$$

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

$$ρ = \frac{1}{16.47}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*16.47*0.51}{420}})$$

= 0.00067

As $_{req}$ = 0.00067*25*800 = 13.40 cm^2

Ag boundry = *Cw*h=25*25*=625 cm^2

$$= \frac{As_{boundry}}{Ag_{boundry}} \le 0.08 \quad .....(ACI - 318)$$

$$= \frac{13.40}{625} = 0.021 \; < 0.08 \quad ….. \; ok$$

Use **10Φ14** As $_{provided}$ =15.40 > .021 cm^2 within (Cw) ……. See figure (4-25)

Note: - This reinforcement will be applied for all Floors.

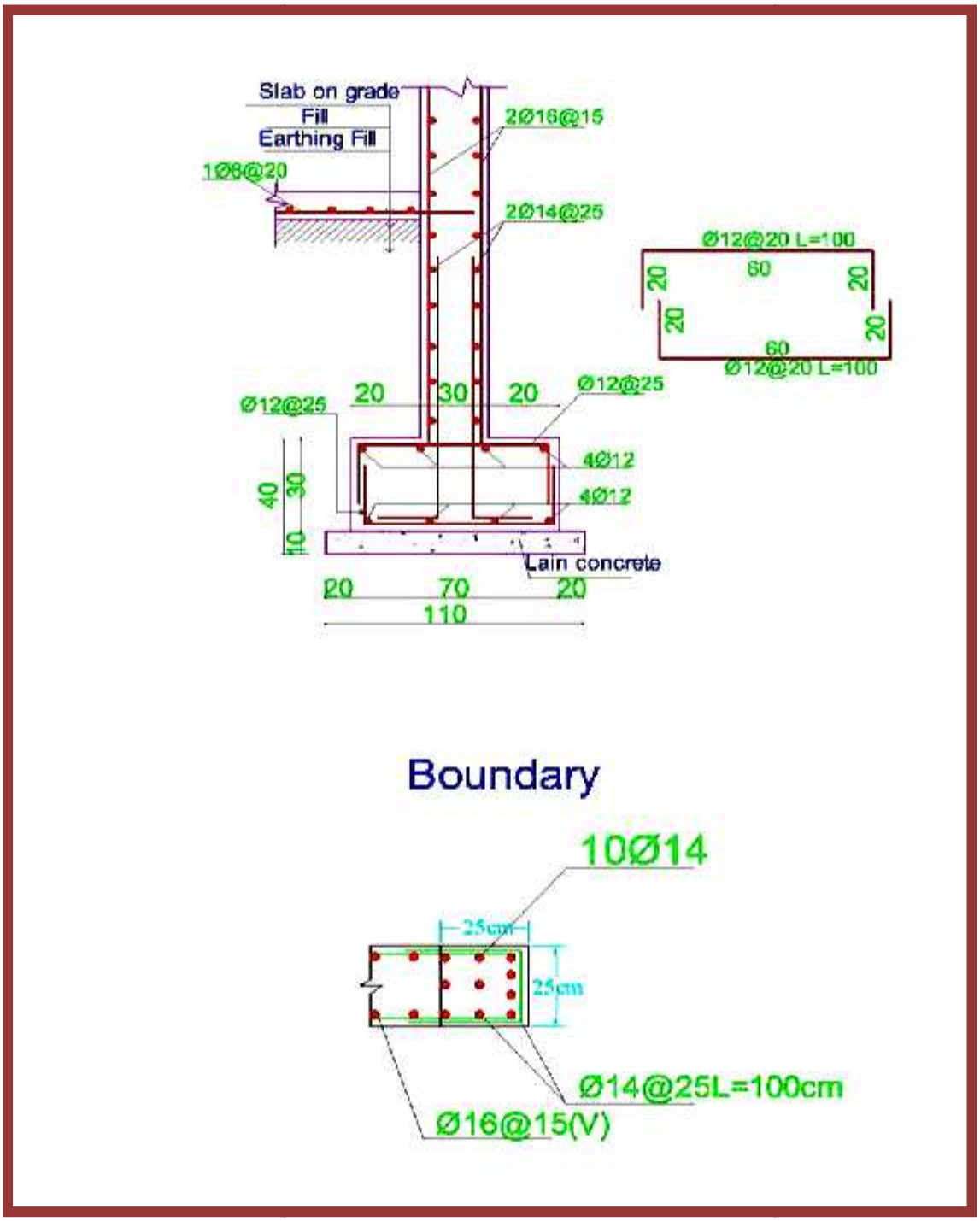


Figure (4-26) Detail of Shear Wall No. 8

CHAPTER 4

"DESIGN OF STRUCTURAL MEMBERS"

- -

- -

4-1 INTRODUCTION.

4-2 DESIGN OF RIB (NO. 15).

4-3 DESIGN OF TOW WAY RIBBED SLAB.

4-4 DESIGN OF BEAM (NO. 01).

4-5 DESIGN SOLID SLAB OF ELEVATOR.

4-6 DESIGN OF COLUMN (NO.2).

4-7 DESIGN OF ISOLATED FOOTING(NO.6).

4-8 DESIGN OF STRIP FOOTING.

4-9 DESIGN OF MAT FOUNDATION.

4-10 DESIGN OF STAIR.

4-11 DESIGN OF BASMENT WALL.

4-12 DESIGN OF SHEAR WALL.

CHAPTER FOUR

Structural Analysis and Design

4-1 Introduction

The strength of a structure depends on the strength of the materials from which it is made. For this purpose, design material strengths are specified in standardized ways.

Actual material strengths can't be known precisely. Structural strength depends, on the care with which a structure is built, which in turn reflects the quality of supervision and inspection. Members sizes may differ from specified dimensions, reinforcement may be out of position, poorly placed concrete may show voids, etc, and this can reduce the strength of the structure.

The design strength provided by a member, its connections to other members, and its cross-sections in terms of flexure, and load, shear, and torsion is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI-code.

So in this chapter we will explain the design of the structural element for this project, the dead load is calculated based on type of used materials, but the live load is chosen based on the values that are used in chapter three tables (2-3).

4-2 Design of (Rib 15) in Ground floor.

The main loads acting on the structure are dead and live loads. Dead Load is calculated based on the density for each material used in the slab.

The overall depth of slab must satisfy the limitation of deflection required in ACI Table (9.5.a).

Min h = L / 21 **for interior span**

Min h = 440 / 21 = 21 cm

Min h = L / 18.5 **for exterior span**

Min h =275 / 18.5 = 14.8 cm

Min h = L / 16 **for simply support**

Min h =6 / 16 = 36.5 cm

4.2.1 Determination of thickness for tow way rib slab

$Y = \sum A Y / \sum A$

Y rib = (2*0.2*0.08*0.04)+(0.15*0.32*0.16) / (2*0.2*0.08) (0.15*0.32)

=0.112 m = 11.2 cm

$I_{rib} = (0.55)(0.112)^3/(3) - (0.55-0.15)(0.032)^3/(3) + (0.15)(0.208)^3/(3)$

$= 7.8 * 10^{-4}\ m^4/b$

$I_{slab} = (7.8*10^{-3})(4.5)/0.55 = 6.37*10^{-4}$

$I_{b1} = (1/12)bh3 = (1/12)(0.9)(0.32)3 = 2.46*10\text{-}3$

$I_{b2} = 4.545*10^{-3}$

$\alpha_1 = I_{b1}/I_{slab} = 2.46*10\text{-}4/6.37*10^{-4} = 3.86$

$\alpha_1 = I_{b2}/I_{slab} = 4.545*10^{-4}/6.37*10\text{-}4 = 7.14$

$\alpha_m = \alpha_1 + \alpha_1 / 2 = (3.86+7.14)/2 = 5.5$

$\alpha_m > 2$

$h_m = L_n (0.8 + F_y/1500)/(36+9\beta)$ …..eq…. ACI-318-02

$\beta = L_a/L_b = 9.9/8.8 = 1.125$

$h_m = 9.9 (0.8 + 420/1500)/(36+9*1.125) = 0.232\ m = 23.2cm$

We select from one & tow way rib slab , The Thickness Rib Slab = 32 cm

Use an overall depth of 32 cm (24 cm block) , and deflection must be considered .

4-2-2 Dead load Calculation : -

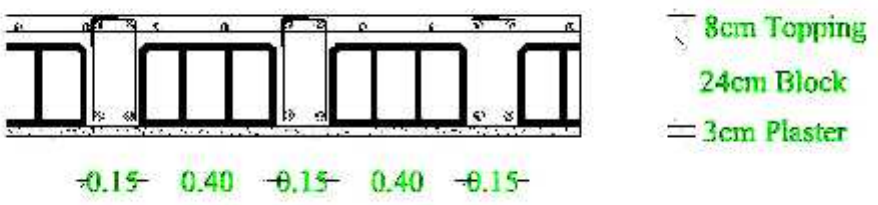


Figure (4-1) section in one way ribbed slab

Coarse Sand Fill and Tile	2*.55 =1.1 kN/m of rib
Concrete Rib	0.24*0.15*25 = 0.9 kN/m of rib
Block	0.24*0.40*9 = 0.864 kN/m of rib
Topping	0.08*0.55*25 = 1.1 kN/m.
Plaster	0.02*0.55*22 = 0.23 KN/m of rib
Partitions	(1.25) (0.55) = 0.687 KN/m of rib

Nominal Total Dead Load = 4.88 KN/m of rib

Factored Total Dead Load = 1.2*4.88= 5.856 KN/m.

Live load = 5 KN/m^2 .

Factored live load =5*1.6*0.55= 4.4 kN/m

4-2-3 Rib Design (R15):

The length of spans are shown in figure (4-2) below .And the locations of Rib1 are shown in figure (4-3).

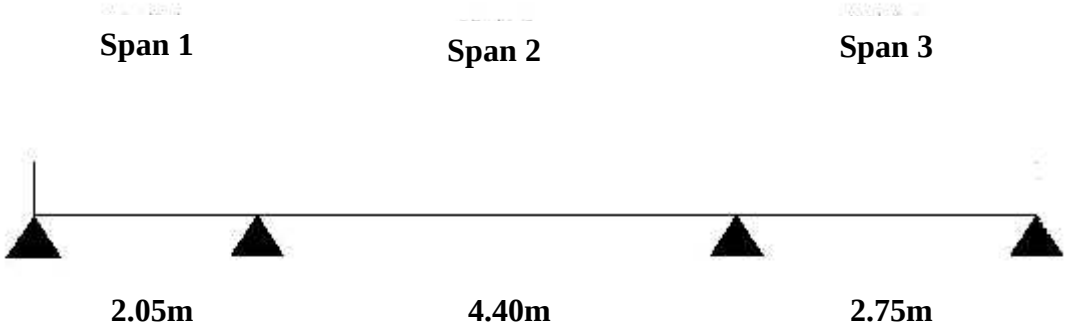


Figure (4-2) spans length

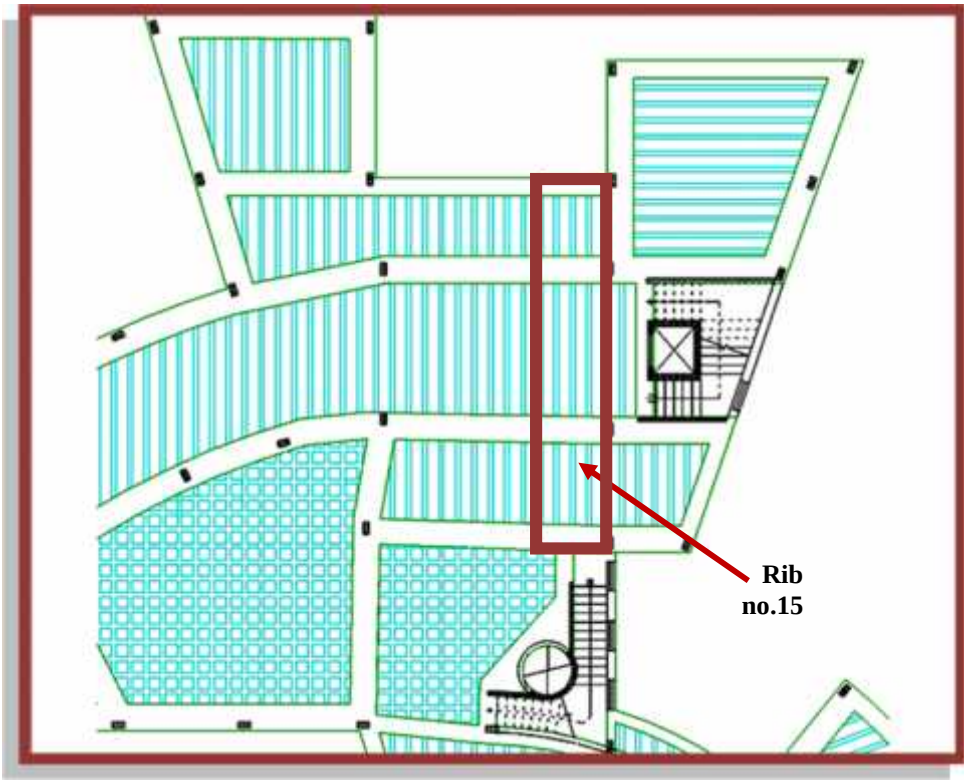


Figure (4-3) spans location

- Using ACI coefficient we get the following moment values for positive moment .

Wu = Dl + Ll = 5.866 +4.4 =10.26 KN /m

4-2-3-1 Design for Positive Moment:

Effective Flange width (b_E) according to *ACI* code 8.10.2:

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

b_E = L / 4 = 440 / 4 = 110 cm

b_E = b_w + 16 t = 15 + 16 (8) = 143 cm

b_E = C/C = 55 cm…….. Control

Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:

For a = t = 8 cm

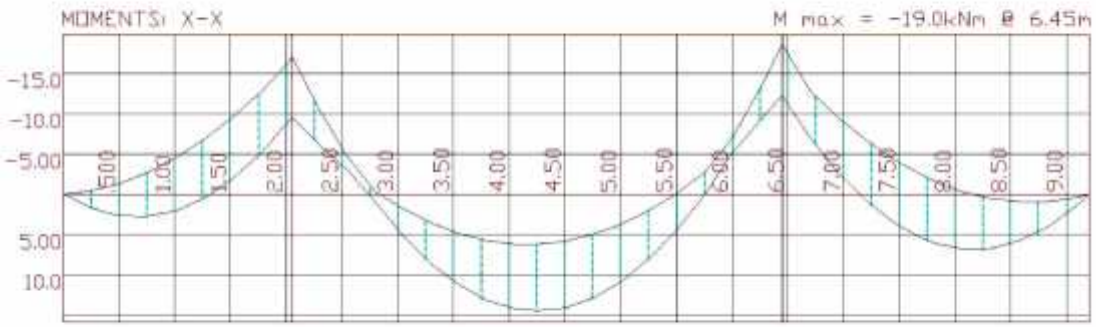


Figure. (4-4) The design moment for the Rib (R 15)

Mu_{max} = 19 kN.m . for all spans …….From Figure (4-4)

Mn_{req} =19/0.9 =21.11 KN.m

C = 0.85 * fc * t * b_E = 0.85 (30) (80) (550) =1122 kN

d= h-Ct-d/2 = 32-2-1.2/2 = 29.4 cm

Mn = T or C (d – 0.5 a) = 1122000 (294 – 0.5 (80)) = 285 kN.m

Mn available = 285 kN.m > Mn required =21.111 kN.m

Design as a rectangular with b_E = 55 cm

Max & Min Reinforcement 0f Ribs:

A_s max. = ° b d

A_s max. =0.0196 (55) (29.4) = 31.7 cm^2

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \text{ ……... (ACI-10.5.1)}$$

A_s min = 1.44 ≥ 1.47

A_s min = 1.47 cm^2

Design of span (1).

Mu = 3 kN.m …….. From Figure (4-4)

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85(30)} = 16.47$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{3 * (10)^6}{(.9)(550)(294)^2} = .07 \ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right)=\frac{1}{16.47}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*16.47*0.07}{420}}\right)=0.00167$$

A_s = 0.00167*(55)* (29.4) = 0.27 cm^2 < A_s min ∴ OK

1.3*As = 0.351 cm^2

As during shrinkage & temperature :

As = 0.0018 b. h = .0018*15*32 = .864 cm^2

Use 2 Φ 10 mm with As = 1.57 cm^2

Check for Yielding:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(157) x 420 = 0.85 x 30 x 550 x a

➢a=4.7mm

X= a /0.85 = 4.7/.85=5.531

ε_s = (d- X) (0.003)/X

ε_s = (294-5.531)*(0.003) /(5.531) = 0.1565

⇨0.1565 > 0.005

⇨Ok

Design of span (2).

Mu = 15 kN.m . …… From Figure (4-4)

$$m=\frac{fy}{0.85fc'}=\frac{420}{0.85(30)}=16.47$$

$$Rn=\frac{Mn}{bd^2}=\frac{15*(10)^6}{(0.9)(550)(294)^2}=.35\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right)=\frac{1}{16.47}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*16.47*0.35}{420}}\right)=0.000841$$

A_s = 0.000841*(55)* (29.4) = 1.36 cm^2 < A_s min

Select A_s min = 1.47 cm^2

Use 2 Φ 10 mm , A_s = 1.57 cm^2

Design of span (3) :

Mu = 7.1 kN.m . …… From Figure (4-4)

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(30)} = 16.47$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{7.1 * (10)^6}{(0.9)(550)(294)^2} = .166\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 0.166}{420}}\right) = 0.000396$$

A_s = 0.000396*(55)* (29.4) = 0.64 cm^2 < A_s min

1.3 A_s = 1.3*0.64 =0.83 cm^2

As_{min} = 0.86 cm^2

Use 2 Φ 10 mm , A_s = 1.57 cm^2

4.2.3.2 **Design for Negative Moment:**

A_s max. = ρ b d

A_s max. =0.0196 (15) (29.4) = 8.64 cm^2

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots \text{(ACI-10.5.1)}$$

A_s min = 1.44 ≥ 1.47

A_s min = 1.47 cm^2

Support (2)

Mu = 17 kN.m ……. From Figure (4-4)

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(30)} = 16.47$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{17 * (10)^6}{(0.9)(150)(294)^2} = 1.4\,Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 1.4}{420}}\right) = 0.00356$$

A_s = 0.00356*(15)* (29.4) = 1.57 cm^2 > A_s min

Use 2 Φ 10 mm , A_s = 1.57 cm^2

Check for Yielding:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(157) x 420 = 0.85 x 30 x 150 x a

➢a=17.24 mm

X= a /0.85 = 17.24/.85=20.3

ε_s = (d- X) (0.003)/X

ε_s = (294-20.3)*(0.003) /(20.3) = 0.04

⇨0.04 > 0.005

⇨Ok

Support (3)

Mu = 19 kN.m …… From Figure (4-4)

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(30)} = 16.47$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{19 * (10)^6}{(0.9)(150)(294)^2} = 1.64\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 1.64}{420}}\right) = 0.00401$$

A_s = 0.00401*(15)* (29.4) = 1.77 cm^2 > A_s min

Use 3 Φ 10 mm , A_s = 2.36 cm^2

4-2-3-3 Design of shear reinforcement:

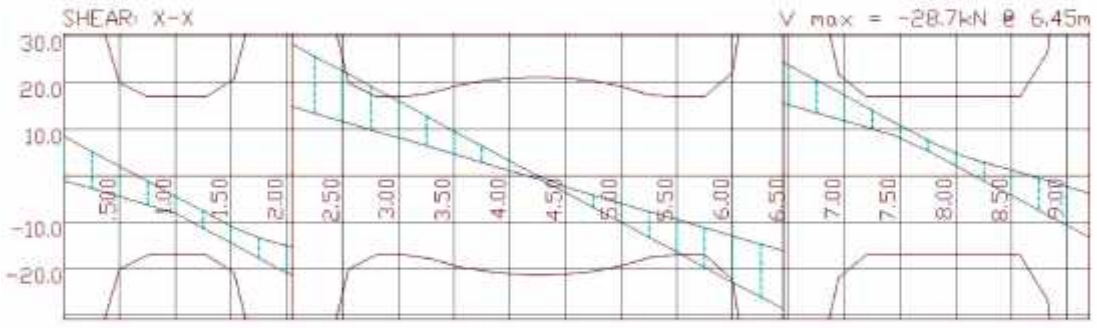


Figure. (4-5) The design Shear for the Rib (R 15)

Vu max = 28.7 kN at the face of interior support (3) ……. From Figure (4-5).

$\phi Vc = 0.75(\sqrt{30})(b)(d)/6 = 0.75(\sqrt{30})(150)(294)/6 = 30.2KN$

ΦVc = 30.2 > Vu max

No shear reinforcement is required. According to category 2 for joist construction

Use Φ8 @ 20 cm.

4-2-3-4 Length of Bars : (According to ACI detailing of Reinforcement)

A)Top Bars (Negative Moment)

At Support (1) :

Length of Bars = (0.25)(Ln) + Width of Support – (5cm)

= (0.25) (2.05) + .75 = 1.3 m

At Support (2) :

Length of Bars = (0.33) (Ln) (2) + Width of Support

= (0.33) (4.4) (2) + .8 = 3.75 m

At Support (3) :

Length of Bars = (0.33) (Ln) (2) + Width of Support

= (0.33) (4.4) (2) + .8 = 3.75 m

At Support (4) :

Length of Bars = (0.25)(Ln) + Width of Support – (5cm)

= (0.25) (2.75) + .55 = 1.25 m

B)Bottom Bars (Positive Moment) :

Length of Bars= 2.05+4.4+2.75+(2*0.8)+(2*0.6)=12.0m.

So Total Length of positive Bars in all spans is 12.0 m .

4-2-4 Topping Design:

Live load = 5 kN/m^2

Dead load:-

Tile & sand =2 KN/ m^2 .

Topping = 0.08*25 =2 KN/ m^2 .

Block = 0.24*9 = 2.16 KN/ m^2 .

Plaster =0.02*22 = 0.44 KN/ m^2 .

Partition =1 KN/ m^2 .

Dead load = 7.6 KN/ m^2 .

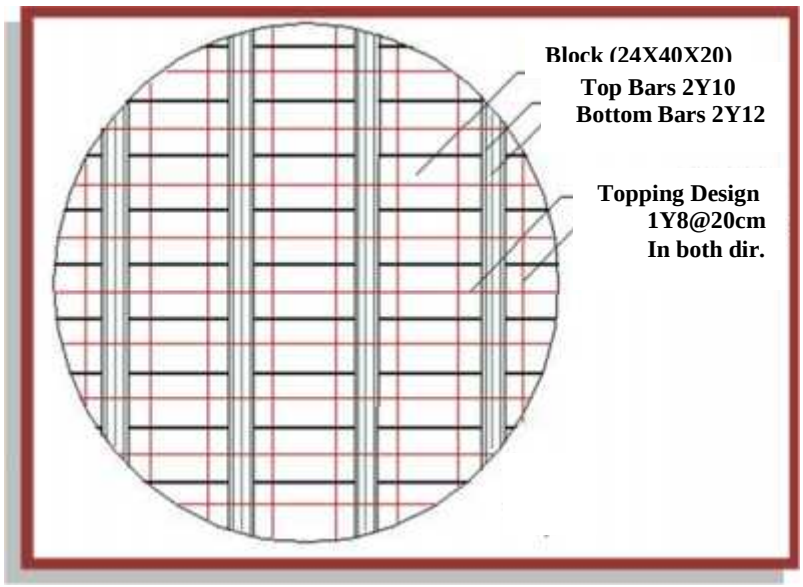


Figure (4-6): Topping Design

W_u = 1.2 (7.6) + 1.6 (5) = 17.12 KN/ m^2

Assume slab is fixed at support point (ribs)

$$Mu = -\left(\frac{Wu \times L^2}{12}\right)$$

$$Mu = -\left(\frac{17.12 \times 0.4^2}{12}\right) = -0.23 \text{ KN.m for 1 m wide strip}$$

Calculate modules of rapture of concrete according to ACI (9.5.2.3).

$$f_r = 0.42\sqrt{f'_c}(MPa) = 0.42\sqrt{30} = 2.3(MPa)$$

$$Mn = (f_r)(s)$$

$$s = \frac{bh^2}{6} = \frac{1 \times 0.08^2}{6} = 0.00107m^3$$ …….. for a rectangular X-section

ΦMn = 0.55 (2300)(0.00107) = 1.354 KN.m ,(Φ = 0.55 for plain concrete)

ΦMn = 1.354 kN.m > Mu = 0.23 kN.m

According to ACI (7.12.2.1), minimum reinforcement is required to prevent cracks and o minimizes temperature effects:

For fy = 420 Mpa, ρ = 0.0018

ρ = 0.0018

A_s = 0.0018(100)(8) = 1.44 cm^2 /1m

Use Φ 8 @ 20 cm on center both ways

Provided A_s = 2.5 cm^2 /1m

4-3 Design of Tow way Ribbed slab:

4-3-1 Dead Load Calculation :-

Determination of dead load for $1m^2$ part of slab :

Rib = 0.25*0.15*25*4*1 = 3.6 KN

Topping = 1*.08*25*1*1 = 2 KN

Block =1.058KN

Tiles + Sand = 2*1*1 = 2 KN

Dead Load = 3.6 +2 +1.058 +2 = 8.66 KN

Dead Load per unit area = 8.66 / (1) (1)= 8.66 KN/m^2

Live Load = 5 KN/ m^2

q_u =1.2 D + 1.6 L = 18.4 KN/m^2

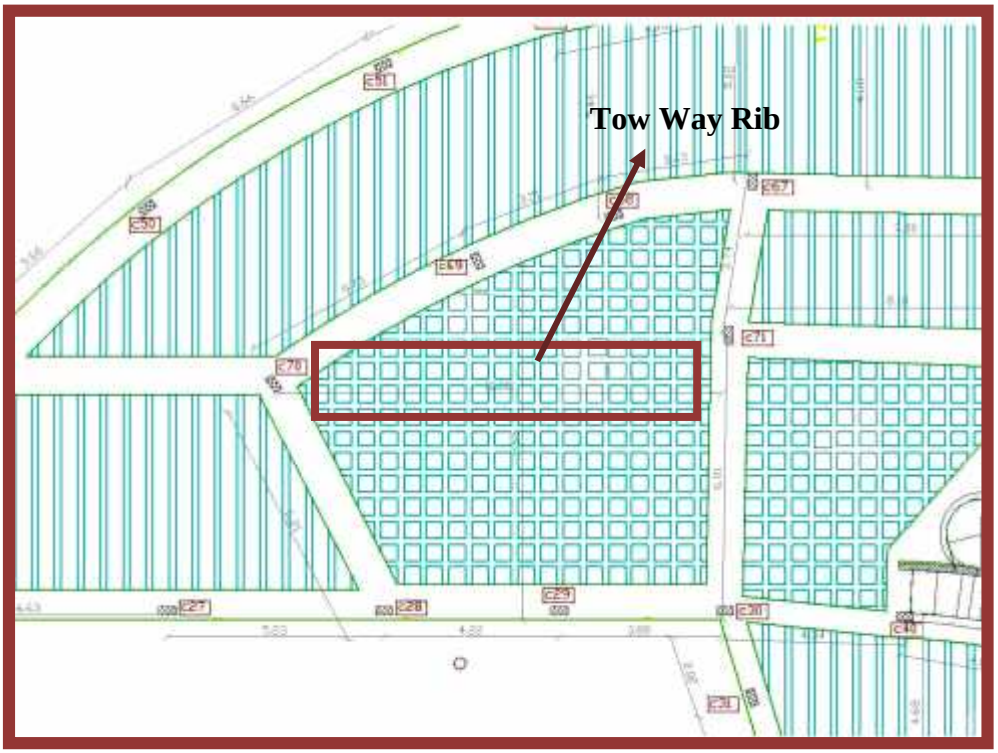


Figure (4-7) Location of Tow way Rib.

Ly/ Lx = 9.9/8.8 = 1.125

From Table (6.8) :

K_{fx} = 33.65

K_{fy} =42.25

K_{sx} =12.35

K_{sy}=13.45

K_{ax}=1.81

K_{ay}=1.89

Table (4-1): Moment Tow Way Solid Slab Coefficients

Tafel 6.8 **Beiwerte k** für vierseitig gelagerte zweiachsig gespannte Platten mit gleichmäßig verteilter Belastung (nach Czerny) [5]

	Lagerungsfall 5a						Lagerungsfall 5b						Lagerungsfall 6					
$l_y : l_x$	k_{Fx}	k_{Fy}	k_{Sx}	k_{Sy}	k_{Ax}	k_{Ay}	k_{Fx}	k_{Fy}	k_{Sx}	k_{Sy}	k_{Ax}	k_{Ay}	k_{Fx}	k_{Fy}	k_{Sx}	k_{Sy}	k_{Ax}	k_{Ay}
1,00	44,1	55,9	16,2	18,3	2,11	2,21	59,5	44,1	18,3	16,2	2,21	2,11	56,8	56,8	19,4	19,4	2,24	2,24
1,05	40,5	57,5	15,3	17,9	2,05	2,14	51,6	43,6	16,6	15,4	2,10	2,05	50,6	58,2	18,2	18,8	2,17	2,20
1,10	37,9	60,3	14,8	17,7	2,01	2,10	46,1	43,7	15,4	14,8	2,01	2,00	46,1	60,3	17,1	18,4	2,10	2,16
1,15	35,5	64,2	14,2	17,6	1,97	2,09	41,4	44,2	14,4	14,3	1,95	1,97	42,4	62,6	16,3	18,1	2,05	2,14
1,20	33,8	66,2	13,9	17,5	1,96	2,09	37,5	44,8	13,5	13,9	1,89	1,94	39,4	65,8	15,5	17,9	2,01	2,12
1,25	32,3	67,7	13,5	17,5	1,94	2,10	34,2	45,8	12,7	13,5	1,85	1,91	37,0	69,4	14,9	17,7	1,98	2,11
1,30	31,0	69,0	13,2	17,5	1,93	2,11	31,8	46,9	12,2	13,3	1,81	1,89	34,8	73,6	14,5	17,6	1,96	2,10
1,35	29,9	70,5	12,9	17,5	1,92	2,12	29,6	48,6	11,6	13,1	1,78	1,87	33,3	78,4	14,0	17,5	1,94	2,09
1,40	29,0	72,0	12,7	17,5	1,92	2,13	28,0	50,3	11,2	13,0	1,76	1,86	31,9	83,4	13,7	17,5	1,92	2,09
1,45	28,2	73,4	12,6	17,5	1,93	2,16	26,4	52,3	10,9	12,8	1,73	1,85	30,6	89,4	13,4	17,5	1,92	2,10
1,50	27,6	75,2	12,5	17,5	1,94	2,19	25,2	55,0	10,6	12,7	1,71	1,85	29,6	93,5	13,2	17,5	1,92	2,12
1,55	27,0	76,9	12,4	17,5	1,94	2,19	24,2	58,2	10,3	12,6	1,70	1,84	28,8	96,1	13,0	17,5	1,92	2,12
1,60	26,5	78,7	12,3	17,5	1,94	2,19	23,3	61,6	10,1	12,6	1,69	1,84	28,1	98,1	12,8	17,5	1,92	2,12
1,65	26,1	80,5	12,2	17,5	1,94	2,19	22,5	65,6	9,9	12,5	1,68	1,84	27,5	99,9	12,7	17,5	1,92	2,12
1,70	25,7	82,5	12,2	17,5	1,94	2,19	21,7	70,4	9,7	12,5	1,67	1,84	26,9	101,3	12,5	17,5	1,91	2,12
1,75	25,2	84,6	12,1	17,5	1,94	2,20	21,1	75,0	9,5	12,4	1,66	1,83	26,4	102,4	12,4	17,5	1,91	2,12
1,80	25,1	86,8	12,1	17,5	1,94	2,20	20,5	79,6	9,4	12,4	1,65	1,83	26,0	103,3	12,3	17,5	1,91	2,12
1,85	24,9	89,2	12,0	17,5	1,94	2,20	20,0	84,7	9,2	12,3	1,64	1,83	25,7	104,0	12,2	17,5	1,91	2,12
1,90	24,7	91,7	12,0	17,5	1,95	2,21	19,5	89,8	9,0	12,3	1,63	1,83	25,4	104,6	12,1	17,5	1,91	2,12
1,95	24,6	94,3	12,0	17,5	1,95	2,21	19,1	95,4	8,9	12,3	1,62	1,82	25,2	104,9	12,0	17,5	1,91	2,13
2,00	24,5	97,0	12,0	17,5	1,95	2,21	18,7	101,0	8,8	12,3	1,61	1,82	25,0	105,0	12,0	17,5	1,91	2,13

4-3-2 Designs of moment

4-3-2-1 Design of positive moment in X-direction :

$M_{ux} = q_u * L_x^2 / K_{fx} = 18.4*8.8^2/33.65 = 42.34$ KN/m

$0.5\ M_{ux} = 21.20$ KN/m

Mu = 21.20 kN.m .

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(30)} = 16.47$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{21.2 * (10)^6}{(0.9)(550)(294)^2} = 0.495\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 0.495}{420}}\right) = 0.0012$$

A_s = 0.0012*(55)* (29.4) = 1.925 cm^2 > A_s min =1.47 cm^2

Select A_s = 1.925 cm^2

Use 2 Φ 12 mm , A_s = 2.3 cm^2

4-3-2-2 Designs of positive moment in Y-direction :

$M_{uy} = q_u * L_x^2 / K_{fy}$ = 18.4*8.8²/42.25 = 33.73 KN/m

0.5 M_{uy} = 16.86 KN/m

Mu = 16.86 kN.m .

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(30)} = 16.47$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{16.86 * (10)^6}{(0.9)(550)(294)^2} = 0.394\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 0.394}{420}}\right) = 0.00095$$

A_s = 0.00095*(55)* (29.4) = 1.53 cm^2 > A_s min =1.47 cm^2

Select A_s = 1.53 cm^2

Use 2 Φ 12 mm , A_s = 2.26 cm^2

4-3-2-3 Designs of Negative moment in X-direction :

$M_{ux} = q_u * L_x^2 / K_{sx} = 18.4*8.8^2/12.35 = 115.4$ KN/m

$0.5\ M_{ux} = 57.70$ KN/m

Mu = 57.70 KN/m

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(30)} = 16.47$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{57.70 * (10)^6}{(0.9)(150)(294)^2} = 4.944\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 4.944}{420}}\right) = 0.0132$$

$A_s = 0.0132*(15)*(29.4) = 5.82\ cm^2 > A_s\ min = 1.47\ cm^2$

Select $A_s = 5.82\ cm^2$

Use 2 Φ 20 mm , $A_s = 6.28\ cm^2$

4-3-2-4 Designs of Negative moment in Y-direction :

$M_{uy} = q_u * L_x^2 / K_{sy} = 18.4*8.8^2/13.45 = 105.94$ KN/m

$0.5\ M_{uy} = 52.97$ KN/m

Mu = 52.97 kN.m .

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(30)} = 16.47$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{52.97 * (10)^6}{(0.9)(150)(294)^2} = 4.54\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 4.54}{420}}\right) = 0.012$$

$A_s = 0.012*(15)*(29.4) = 5.30\ cm^2 > A_s\ min = 1.47\ cm^2$

Select $A_s = 5.30\ cm^2$

Use 2 Φ 20 mm , A_s = 6.28 cm^2

4-3-3 Design of shear:

Vux = Vuy = qu * Lx/ Ksy = 18.4*8.8/1.89 = 85.67 KN

Vu = 0.5*Vux = 42.83 KN

$$Ø*Vc = 0.75*\frac{\sqrt{Fc'}}{6}*B*d$$

$$Ø*Vc = 0.75*\frac{\sqrt{30}}{6}*150*294 = 30.2KN$$

Ø * Vc < Vu max

Shear reinforcement is required*

$$\therefore Category(3) Satisfy:$$

Ø*Vs =Vu max- Ø*Vc= 42.83-30.2 = 12.64 KN

Ø*Vs= 0.75*Fy*Av*d / S

Select Ø8 with 2 legs

$$Av = \pi*\frac{D^2}{4}*No\ of\ legs$$

$$Av = 3.14*\frac{8^2}{4}*2$$

Av = 100.53 mm2

$S = 0.75*100.53*420*294 / 12.64*10^3$

S = 73.65 cm

$$\therefore Category(3) Satisfy:$$

Minimum shear reinforcement required, so;

S≤ d/2

S≤ 29.4/2=14.7

SO use the smallest of the three limitations

(s)=14.7 cm

Use 1Ø8 @100 mm

4-3-4 Topping Design:

Live load = 5 KN/m^2

Dead load :

Block = 0.4*0.4*0.24*9 =0.3456 KN

Topping = 0.4*0.4*0.08*25 =0.32

Tiles + Sand = 2*0.4*0.4*22=0.32

Plaster =0.4*0.4*0.02*22 =0.0704

Dead Load = (0.3456+0.32+0.32+0.0704) / (0.4)*(0.4) = 6.6 KN/m^2

W_u = 1.2 (6.6) + 1.6 (5) = 15.92 KN/ m^2

Assume slab is fixed in both directions (ribs)

$K_{sx} = K_{sy}$= 19.4

$M_{uy} = q_u * L_x^2 / K_{sx}$ = 15.92*0.4^2/19.4 =0.1313 KN.m

$f_r = 0.42\sqrt{f_c'}(MPa) = 0.42\sqrt{30} = 2.3(MPa)$

$Mn = (f_r)(s)$

S= $bh^3/6$ = 400*80^2/6 = 426666.67

ΦMn = 0.55 (2.3*426666.67) = 0.54 KN.m ,(Φ = 0.55 for plain concrete)

ΦMn = 0.54 kN.m > Mu = 0.1313 kN.m

According to ACI (7.12.2.1), minimum reinforcement is required to prevent cracks and o minimizes temperature effects:

For fy = 420 Mpa, ρ = 0.0018

ρ = 0.0018

As=0.0018*b*h= 0.0018*40*8=0.576 cm^2 /1m

Use Φ 8 @ 20 cm on center both ways

Provided A_s = 2.5 cm^2 /1m.

4-4 Design of Beams - (B01):

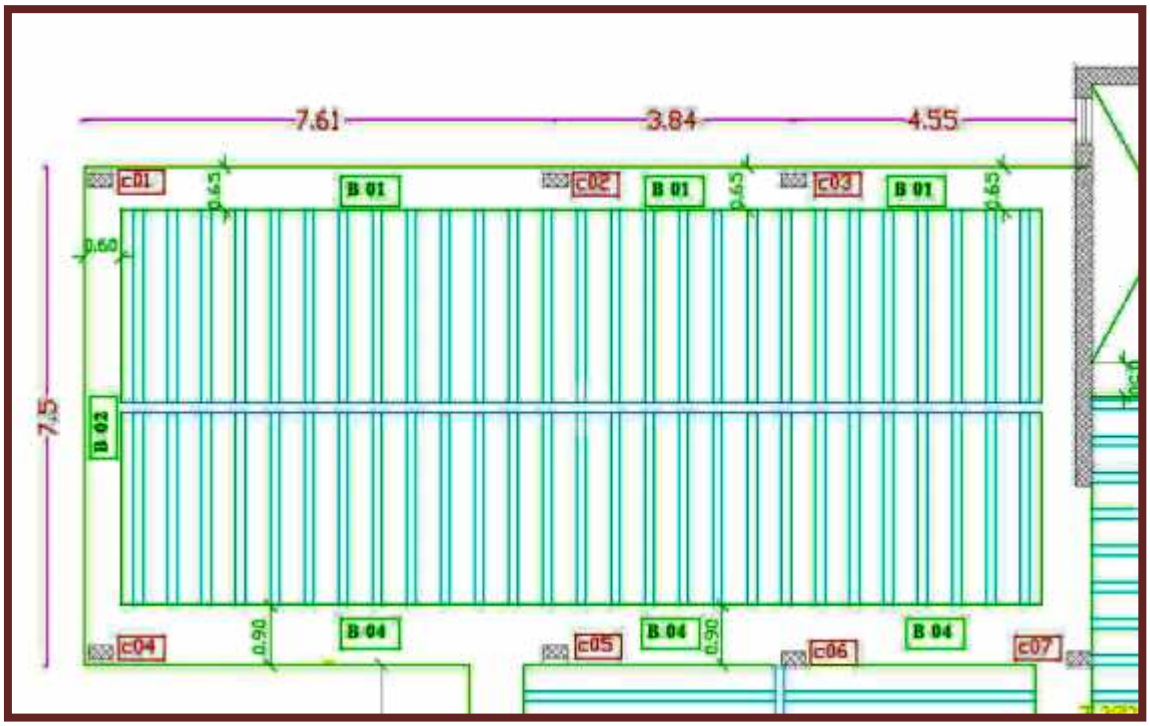


Figure (4-8) Location of Beam No. One.

4-4-1 Design moment of beam (01):

Determination of beam Thickness :

Span (1):

h min = L / 18.5 For exterior span

h min = 735 /18.5 = 39.73 cm

h min = L / 21 For interior span

h min = 385 /21 = 18.33 cm

h min = L / 18.5 For exterior span

h min = 480 /18.5 = 25.95 cm

Use an overall depth of 52cm

d = h -Cover - d-ds/2 = 52-3-1-1 = 47 cm.

Determination Of beam Width (According To ACI 8.10.2) :

For Exterior L-Section:

$b_E = L_B /12 = 735/12 = 61.25$ cm

$b_E = b_w + 6t = (30) + (6)(32) = 222$ cm

$b_E = b_w + 0.5\ L_c = (32) + (0.5)(55) = 58$ cm

Use $b_E = 65$ cm . ……..say figure () .

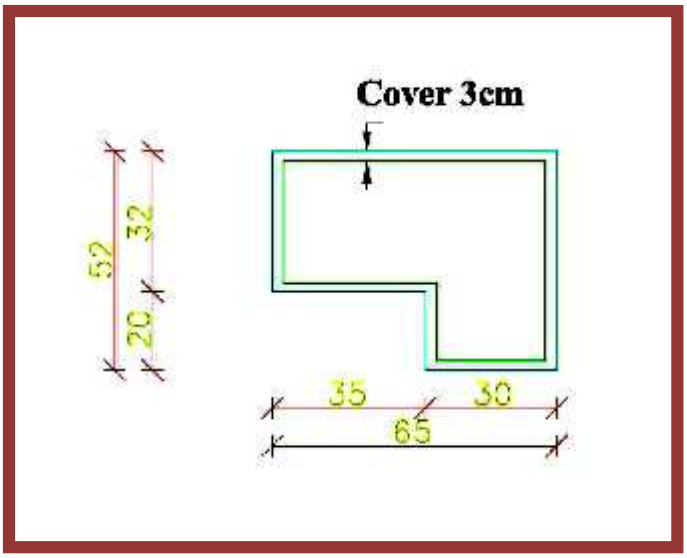


Figure (4-9) section in Beam No. One.

Determine whether the Beam will act as rectangular or L – section:

For a = t = 32 cm

Mu_{max} = 374 kN.m . for all spans . ……..From Figure (4-6).

Mn_{req} =374/0.9 =385.56 KN.m

C = 0.85 * *fc* * t * b_E = 0.85 (30) (320) (650) =5304 kN

Mn = T or C (d – 0.5 a) = 5304000 (470 – 0.5 (320)) = 1644.24 kN.m

Mn available = 1644.24 kN.m > Mn required =385.56 kN.m

Design as a rectangular with b_E = 65 cm

4-4-1-1 Min Reinforcement 0f Beam:

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots \text{(ACI-10.5.1)}$$

$$A_{s\ min} = 4.597 \geq 4.7\ cm^2$$

$$A_{s\ min} = 4.7\ cm^2$$

4-4-1-2 Positive moment reinforcement

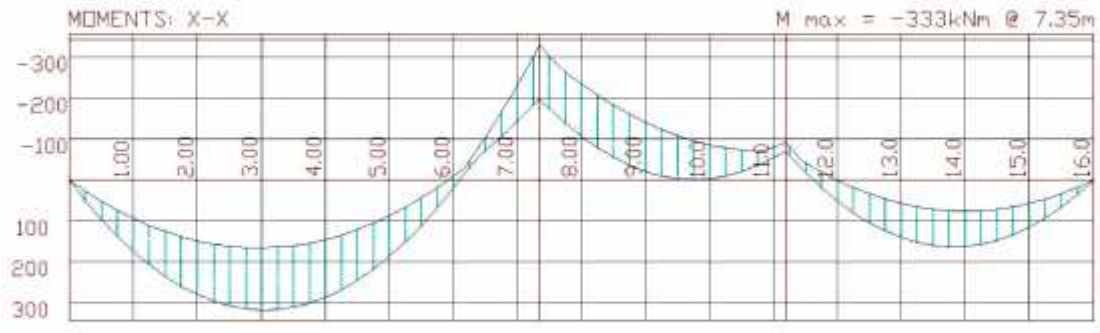


Figure. (4-10) The design moment for the beam (B 01)

Span (1):

Mu = 333 kN.m …… From Figure (4-6).

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(30)} = 16.47$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{333 * (10)^6}{(0.9)(650)(470)^2} = 2.6\,Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 2.6}{420}}\right) = 0.0065$$

A_s = 0.0065*(65)* (47) = 19.8 cm^2 > A_s min

Use 7 Φ 20 mm , A_s = 21.99 cm^2

Check for Yielding:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(2199) x 420 = 0.85 x 30 x 650 x a

➢a=55.72mm

X= a /0.85 = 55.72/.85=65.55

ε_s = (d- X) (0.003)/X

ε_s = (470-125.7)*(0.003) /(125.7) = 0.0185

⇨0.0185 > 0.005

⇨Ok

Span (2):

There is no positive Moment , so Min Reinforcement is required :

As min = 4.7 cm^2 , Use 5 Φ12 mm , A_s = 5.6 cm^2

Span (3):

Mu = 171 kN.m …… From Figure (4-6).

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85(30)} = 16.47$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{171 * (10)^6}{(0.9)(650)(470)^2} = 1.32\,Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 1.32}{420}}\right) = 0.00322$$

A_s = 0.00322*(65)* (47) = 9.83 cm^2 > A_s min

Use 4 Φ 18 mm , A_s = 10.2 cm^2

4-4-1-3 Negative moment reinforcement

Support (2)

Mu = 347 kN.m ……. From Figure (4-6).

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(30)} = 16.47$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{347 * (10)^6}{(0.9)(300)(470)^2} = 5.82\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 5.8}{420}}\right) = 0.016$$

A_s = 0.016*(30)* (47) = 22.5 cm^2 > A_s min

Use 9 Φ 18 mm , A_s = 22.9 cm^2

Check for Yielding:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(2290) x 420 = 0.85 x 30 x 300 x a

➢a=125.7mm

X= a /0.85 = 125.7/.85=147.88

ε_s = (d- X) (0.003)/X

ε_s = (470-147.88)*(0.003) /(147.88) = 0.0065

⇨0.0065 > 0.005

⇨Ok

Support (3)

Mu = 97 kN.m …… From Figure (4-6).

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(30)} = 16.47$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{97 * (10)^6}{(0.9)(300)(470)^2} = 1.63\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 1.63}{420}}\right) = 0.004$$

A_s = 0.004*(30)* (47) = 5.6 cm^2 > A_s min

Use 5 Φ 12 mm , A_s = 5.65 cm^2

4-4-2 Design of Shear Reinforcement:

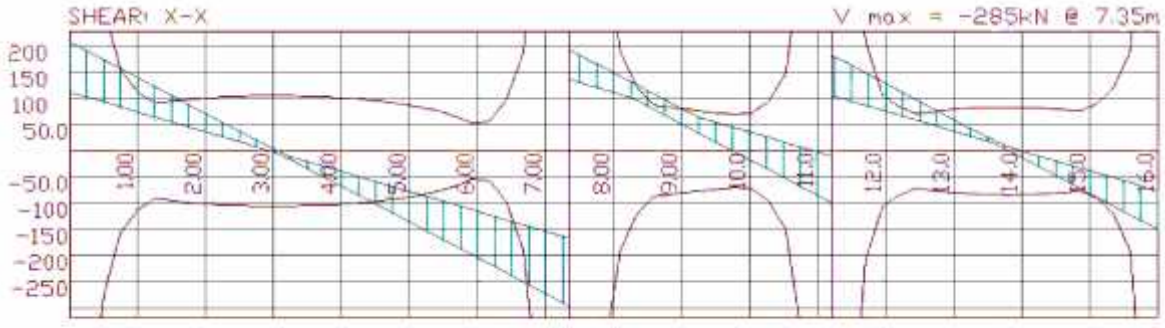


Figure. (4-11) The design Shear for the beam B (01)

Vu max = 285 kN . ……From Figure (4-7).

We take the magnitude of the shear at the displacement = (a/2 +d)

Such that:-

a: width of support in direction of the beam .

d: effective depth of the beam.

So (a/2 +d) = (50/2+47) =72cm.

Vu = 265.2 kN .

$$¤Vc = 0.75(\sqrt{30})(b)(d)/6 = 0.75(\sqrt{30})(300)(470)/6 = 96.5KN$$

$$\min ¤Vc = 0.75(1/3)(b)(d) = (1/3)(.075)(300)(470) = 35.3KN$$

- ΦVc + min ΦVc =131.7 KN

$$0.75(1/3)(\sqrt{30})(b)(d) = 0.75(1/3)(\sqrt{30})(300)(470) = 257KN$$

- 257 + min ΦVc = 257 + 35.3 = 293 KN

131.7 > Vu > 293 So we Can solve it as Category (4).

Category (4) :

ΦVs min = Vu max – ΦVc = 265.2- 96.5 = 168.7 KN

Select 2 Φ 10 stirrups with tow legs , Av = 314 cm^2

$$¤Vs\min = 0.75(Av)(Fy)(d)/S = (0.75)(314)(420)(470)/S = 168700N$$

S = 27.56 cm

$d/2 \geq S$

S = 47/ 2 = 23.5

Select S = 20 cm .

Use 1Φ 10 stirrups with 2 legs @ 20 cm .

4-4-3 Length of Bars : (According to ACI detailing of Reinforcement)

A) Top Bars (Negative Moment)

At Support (1) :

- Length of Bars = (0.25)(Ln) + Width of Support – (5cm)

  = (0.25) (6.95) + 0.45 = 2.20 m

At Support (2) :

- Length of Bars = (0.33) (Ln) (2) + Width of Support

  = (0.33) (6.95) (2) + 0.45 = **5.10 m**

At Support (3) :

- Length of Bars = (0.33) (Ln) (2) + Width of Support

  = (0.33) (4.35) (2) + 0.45 = **3.35 m**

At Support (4) :

- Length of Bars = (0.25)(Ln) + Width of Support – (5cm)

  = (0.25) (4.35) + 0.15 = **1.25 m**

B) Bottom Bars (Positive Moment) :

Span (1)

- Length of Bars = Ln + (Width of first exterior support – 5 cm) + (15 cm) min

  = 6.95 + 0.45 + 0.15 = 7.55 m **Use L = 7.7 m**

Span (2)

- Length of Bars = Ln + 25 cm + 15 cm min

  = 3.44 + 0.25 +0.15 = 3.84 m **Use L = 4 m**

Span (3)

- Length of Bars = Ln + (Width of second exterior support – 5 cm) + (15)
- = 4.35 + 0.15 +0.15 = 4.65 m **Use L = 4.8 m**

4-5 Design Solid slab of Elevator :

4-5-1Determination of loads :

Dead load = 4.40 KN/m^2

Live load = 5.0 KN/m^2

Dynamic load =10.0 KN/m^2

q_u= (1.2*4.40)+(1.6*15) = 29.30 KN/m^2

The overall depth of solid slab must satisfy the limitation of deflection required in ACI for one way solid slab :

Min h =(L /20) = 180 /20 = 9.0 cm

Select h=15 cm.

h= 15 cm……. See figure (4-12)

d = h-2-1 = 15-2-1= 12cm

Mu=(q_u*l^2)/8 = 29.30*1.8^2/8 = 11.86 KN.m

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(30)} = 16.47$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{11.86 * (10)^6}{(0.9)(1000)(120)^2} = 0.915\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 0.915}{420}}\right) = 0.0022$$

A_s = 0.0022*(100)* (12) = 2.66 cm^2

4-5-2 Min reinforcement :

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \text{ ..... (ACI-10.5.1)}$$

As min = 3.91 < 4.0 cm^2

As min = 1.3*2.66 = 3.46 cm^2

As min =0.0018*b*h = .0018*100*15 = 2.70 cm^2

Select As= As min =3.64 cm^2

As =3.64 cm^2

Use Φ 12@ 25 cm with As =4.52 cm^2 > 3.64 cm^2……. See figure (4-12)

4-5-3 Lateral reinforcement for one meter strip :

As = 0.0018*b*h ≥ 0.20*As main

As = 0.0018*100*25 ≥ 0.20*3.64

As = 2.70 ≥ 0.73 cm^2

Use Φ 10@ 25 cm with As =3.14 cm^2 > 2.70 cm^2 ……. See figure (4-12)

4-5-4 Top reinforcement :

According to shrinkage & temperature :

Use Φ 10@ 25 cm with As =3.14 cm^2 >$A_{s\ shrinkage}$= 2.70 cm^2……. See figure (4-12)

4-5-5 Design of shear reinforcement :

Vu max =q_u*L/2 =(29.3*1.8)/2= 26.37 KN

Φ Vc ≥ Vu max

$$\Phi \text{ Vc} = \frac{0.75\sqrt{fc'}}{6}(bw)(d)$$

= 82.05 > 26.37 KN

No Shear reinforcement is required .

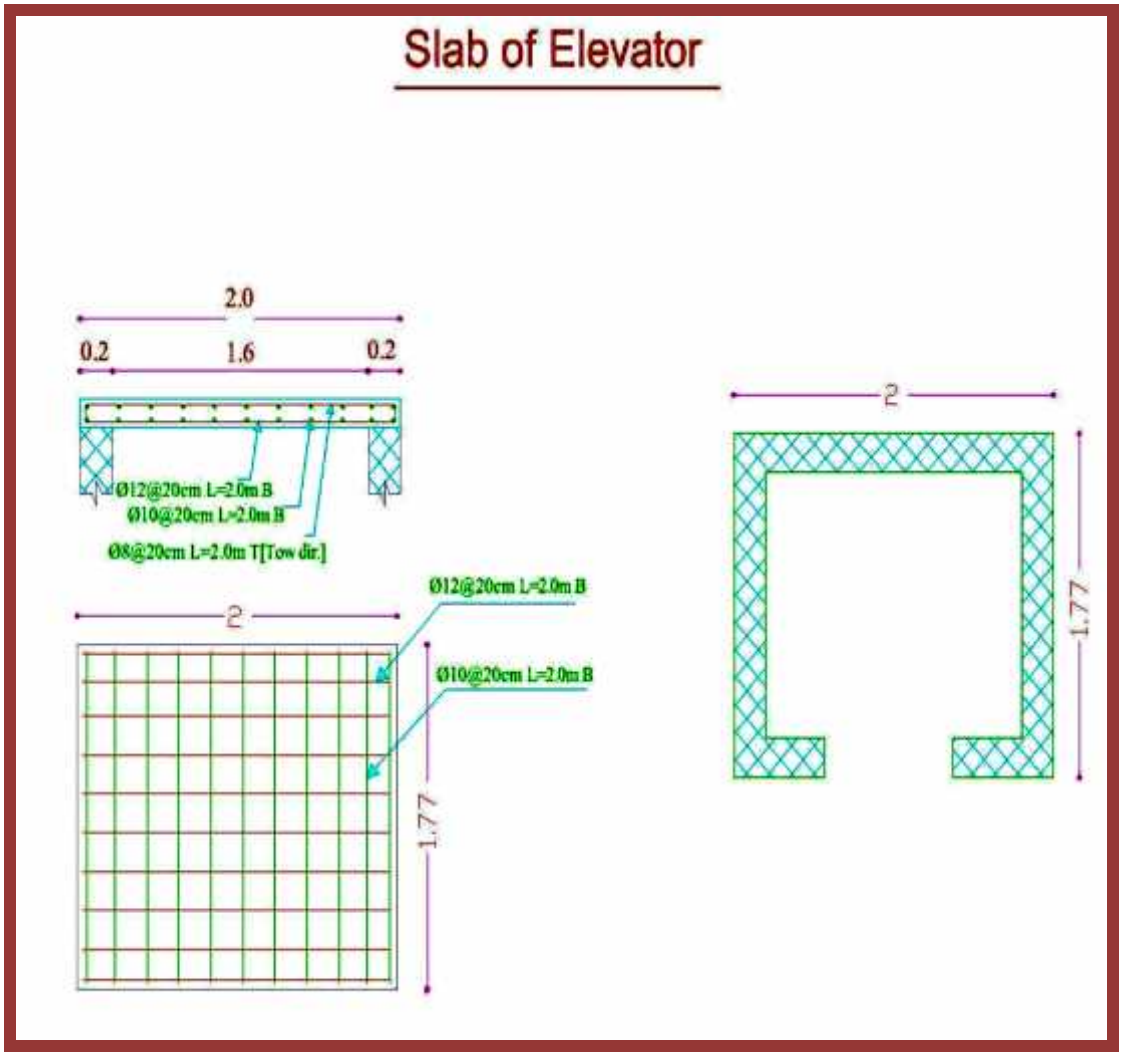


Figure (4-12) Solid Slab For Elevator .

4-6 Design of column:

4-6-1 Design of Column (C2):

The Column is an Internal one.

Pu = 800.4 KN

Pn req = 800.4/0.65= 1231.4 KN

Use $^{\circ}$ = $^{\circ}$ g =1 %

Ag = 450*250=112500 mm2

Pn = 0.8 Ag {0.85 fc' + $^{\circ}$ g (fy – 0.85(fc'))}

Pn = 0.8 *112500 {0.85(30)+0.01(420-(0.85)(30))}

Pn = 2650.1 KN

Pn = 2650.1 KN > Pn req = 1231.4 KN

The dimensions of the column is sufficient for carrying the load

Design of reinforcement

Using $^{\circ}$ min = 0.01

As req = (0.01) (1125) = 11.25 cm²

Using 8Φ16 with As = 16.1 cm2 …..see to figure (4-13) .

4-6-1-1 Check slenderness effect:

$$\left(\frac{Klu}{r}\right) \leq (34-12)\left(\frac{M1}{M2}\right) \leq 40 \text{ …….. ACI 10-12-2}$$

Lu: Actual unsupported (un braced) length.

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

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

$$\left(\frac{Klu}{r}\right)=\left(\frac{1\times 3.30}{0.3\times 0.45}\right) = 22 \leq 22 < 40$$

Slenderness will not be considered ….

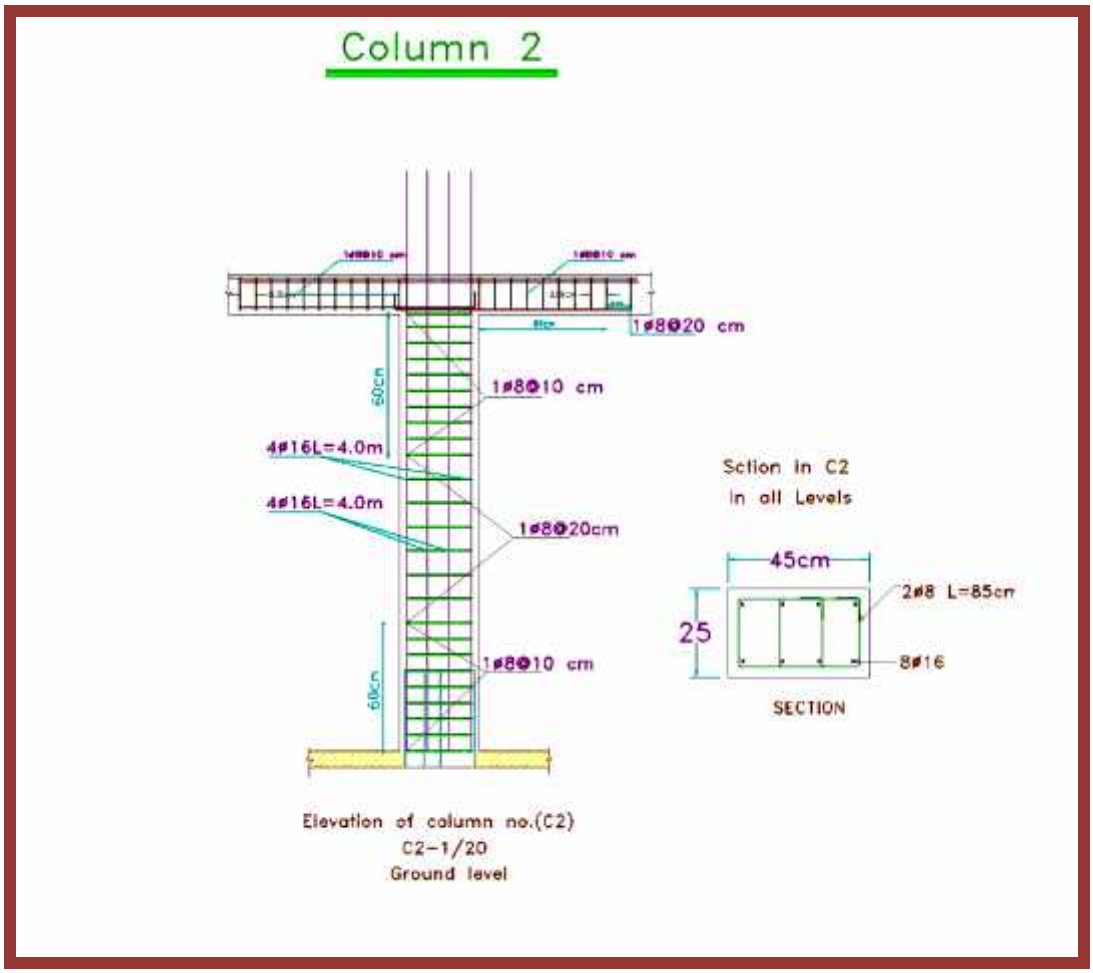


Fig. (4-13): Elevation with cross section of column (C2)

4-6-1-2 Lateral Ties Selection

For Φ 8 mm ties: ACI – 7.10.5.2

$S \leq 16db$

$S \leq 48\,d\ ties$

$S \leq Least\,\text{dim}ension$

$S \leq 16db = (16 \times 1.6) = 25.6cm$ …….. Control

$S \leq 48dties$

$S \leq Least\ \text{dim}ension = 30cm$

∴ Use Φ8 -mm ties @ 20 cm ……. See figure (4-13)

4-7 Design of Isolated Footing: (F6)

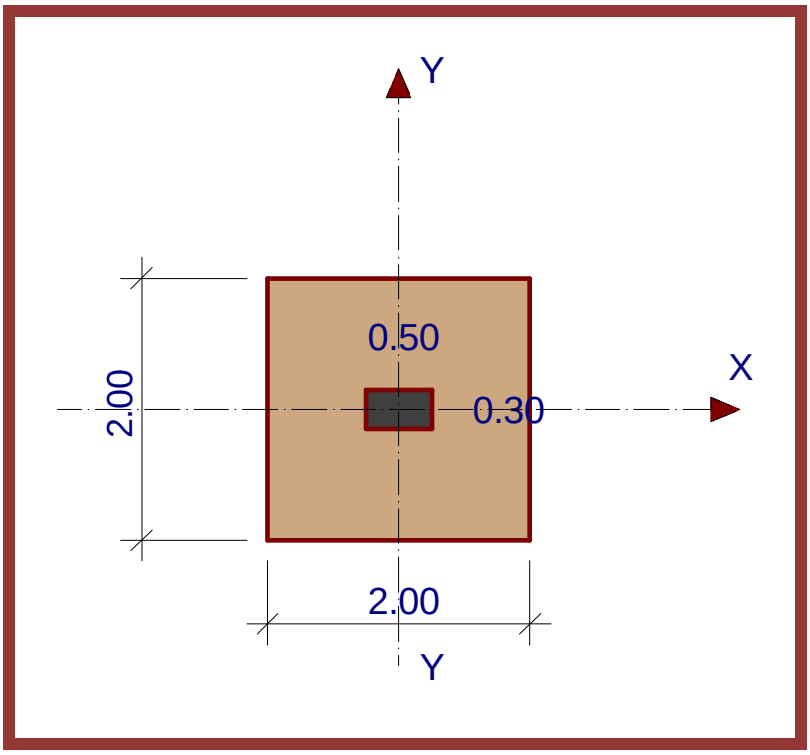


Figure (4-14) Top view of Isolated Footing (F 6).

From Column (C 6):

Factored load = 1500 KN

Assume Allowable soil pressure = 350 KN/m²

Column= 50 cm x 30 cm……. See figure (4-14)

4-7-1 Footing Area:

Factored Load = 1500 KN

P net = 350 KN/m²

Area (A) = Total Weight /(Soil Pressure*1.4)

= 1500 KN / 350*1.4 KN/m²

$= 3.06\ m^2$

Use L = 2. 0 m, B = 2.0 m, $A = 4.0\ m^2$ ……. See figure (4-14)

4-7-2 Determine the depth based on shear strength:

$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\, b_w d$ = 0.75*(1/6)*(5.477)*2000*d=1369.67d N

$P_{net} = \frac{P_u}{Area}$ = 1500/4 = 375 KN / m^2

Vu = P net *((L/2)-d-(a/2))*b

Assume (h min) =40 cm

d min =40-7-1 =32 cm

Vu = 375* (1-0.32-0.15)*2 =397.5 KN

$\Phi V_c = V_u \quad \Rightarrow \quad$ 1369.76 d = 397.5 *1000

d = 29 cm

h = 29+7+1 = 37 cm

select h =50 cm

∴ Use d = 42cm

Total depth of footing = 50 cm

4-7-2-1 Check this depth for two way shear action *(*punching):

$V_u = P_{net} \times ((B) \times (L) - (a+d)(b+d)\ )$

= 375 [(2)*(2) – (0.3+0.42)(0.6+0.42)= 1225 KN

The punching shear strength is the smallest of:

$V_c = \frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d$ = $0.33\sqrt{f_c'}\, b_o d$

$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o / d} + 2\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d$ = $0.57\sqrt{f_c'}\, b_o d$

$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d$ $= 0.33\sqrt{f_c'}\, b_o d$ ……..Control

Where:

$_c$ = a / b = 60 / 30 = 2

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

= 2{(60+43) + (30+43)} =176 cm

~ $_s$ = 40 for interior column

Vc= (1/3)*5.477*1760*420/1000= 1350KN

ΦV_c = 0.85*1350 KN =1147.10 KN

$\Phi V_c \geq V_u \Rightarrow$ 1147.10 < 1225 KN

the depth (h =50cm) is not valid

So we select h = 70 cm……. See figure (4-15)

Check (h=70cm)

d = 70-7-1 = 62 cm

$V_u = P_{net} \times ((B) \times (L) - (a+d)(b+d)$)

= 375 [(2)*(2) – (0.3+0.62)*(0.6+0.62)= 1073.1 KN

$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d$ $= 0.33\sqrt{f_c'}\, b_o d$ ……..Control

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

= 2{(60+62) + (30+62)} =428 cm

Vc= (1/3)*5.477*4280*620/1000= 4844.6KN

ΦV_c = 0.85*4844.6 =4117.9 KN

$\Phi V_c \geq V_u \Rightarrow$ 4117.9 >1073.1 KN …….OK

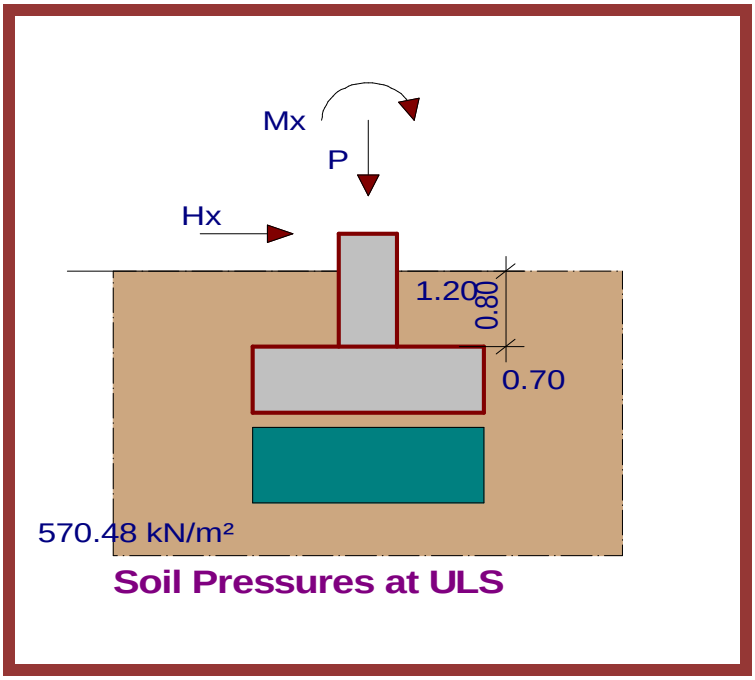


Figure (4-15) Side view(Section) of Footing (F 6).

4-7-2-2 Check transfer of load at base of column:

$\Phi Pn = \Phi(0.85\, fc' Ag)$

$\Phi Pn = 0.7(0.85)(30)(600\times300) = 3213KN$ > 1073.1 KN

∴Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

As = 0.005 *(500 x 300) = 750 mm^2

Use 8 Φ 14 dowels with A_s = 1230 mm^2 ……. See figure (4-16)

4-7-2-3 Development Length (L_d):

Ld for Φ 14:

$$L_d = \frac{420}{4\sqrt{30}} db = \frac{420}{4\sqrt{30}} 14 = 26.7 \text{ cm} \le 0.044\ (d_b)\ (fy) = 25.8$$

Available embedment = 70 – 5 – (2 x 2) – 2 = 59 cm > 26.3 cm

∴ OK.

4-7-3 Design for Bending Moment:

$$Mu = \left(P_{net} \times W \times \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right) \right) \times 0.5 \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right)$$

$$= \left(375 \times 2 \times \left(\frac{2}{2} - \frac{0.6}{2} \right) \right) \times 0.5 \left(\frac{2}{2} - \frac{0.6}{2} \right) = 183.75 \text{ KN.m}$$

Mn = 183.75/0.9 = 204.2 KN.m

Rn = Mn/ b.d^2 = 2.65 Mpa

$$m = \frac{fy}{0.85\, fc'} = \frac{420}{0.85(30)} = 16.47$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\, mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 2.65}{420}} \right) = 0.0067$$

$\rho = 0.0067 > \rho_{min} = 0.002$

Req. A_s = 0.0067 (200)*(62) = 8576 mm^2

Use 10Φ 14 (In short side of column way)

Use 15Φ 16 (In long side of column way) ……. See figure (4-16)

4-7-3-1 Development Length (L_d):

Category (A), item 2 applies,

Ld for Φ 16:

$$L_d = \frac{420}{2\sqrt{30}} * \sim * \quad * a * db = \frac{420}{2\sqrt{30}} * 1 * 1 * 1 * 1.6 = 61 \text{ cm}$$

Available embedment = (61- 8) = 53cm < 61 cm

Extend the bar using a 90^o standard hook.

Required length of the hook = 61-53=8cm

We take the hook length = 30cm at 90^o

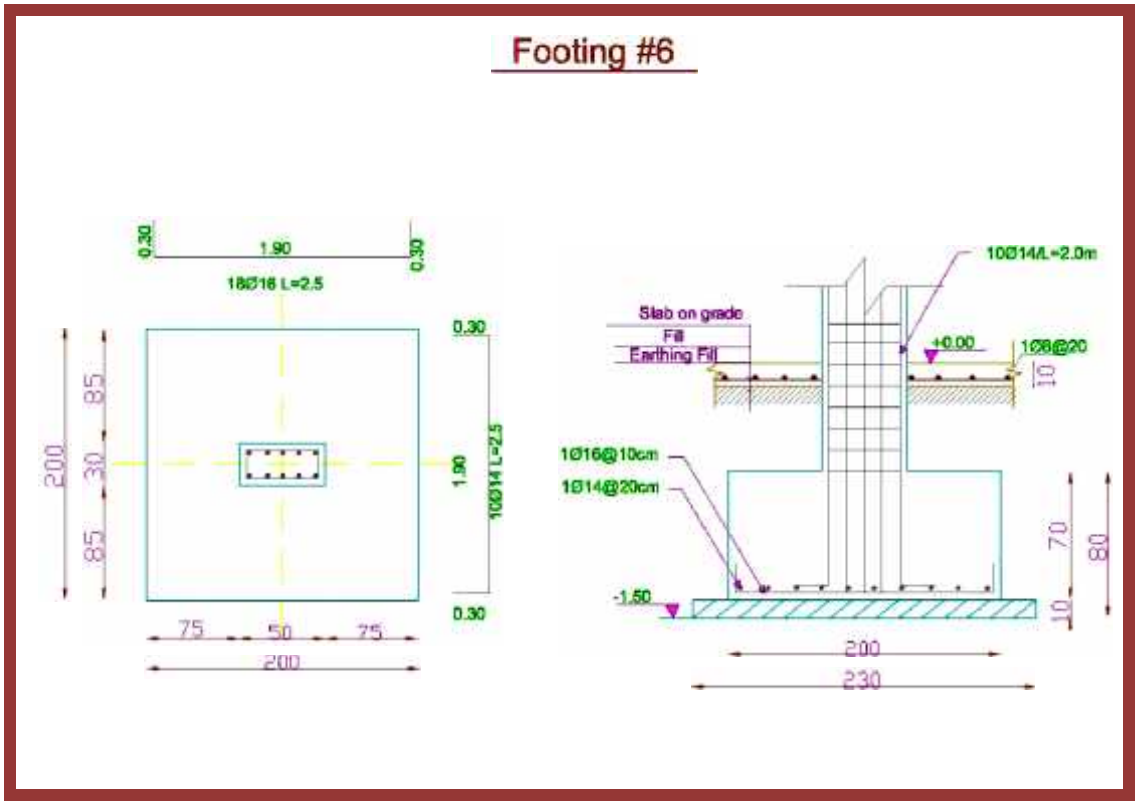


Figure (4-16) Detail of Footing No. Six

4-8 Design of Strip Footing (wall footing)

4-8-1 Calculation of load:

- **Dead load:**

Service Dead load = 110.88KN/m

- **Live load:**

Service Live load = 5 KN/m

Total Service load (Pn) = 110.88+ 5 =115.88KN/m

Total Factored load (Pu) = (1.2*110.88) + (1.6*5) =141.10 KN/m

4-8-2 Design of footing width:

$$¢_{ball} = \frac{Pn}{A}$$

For 1- meter width of footing.

$¢_{ball}$ =Pn/(b*1)

$¢_{ball}$ =Pn/b

b=Pn/$¢_{ball}$

b=115.88/(400)

b=0.290 m =29cm

The required width is too small, select a width of 70.0cm. ……. See figure (4-17)

w = 70 cm So, the bearing pressure is:

$$¢_{bull} = \frac{Pn}{A} = \frac{141.10}{0.70 \times 1} = 201.57 KN/m2$$

and it is uniformly distributed beneath the footing, since there is no eccentricity.

4-8-3 Design of footing thickness:

- **one way shear**

The shear strength of concrete,

$$¤Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

¤ Vc =0.75*(1/6)*($\sqrt{\ }$ 30)*1000*d=683.75*d N

Vu at distance d from the face of wall.

Vu (at $(d + \frac{a}{2})$) = (0.225-d)*(201.57*1000)(1)

= (45500-201570*d) N

ΦVc≥Vu

683.75*d = (45500-201570*d)

d=0.23 m =23 cm

h=23+8+1.2 =32.2cm

select h =40 cm……. See figure (4-17)

d=40-8-1.2 =30.80 cm

4-8-4 Design of Bending:

Design in plain concrete:

Mu = (201.57)(0.083)(0.083/2)

= 0.694 KN.m

$¢_{ball} = 0.42\sqrt{30} = 2.3Mpa$

$¢ = \frac{Mn \times c}{I}$

$Mn = \frac{¢ \times I}{c} = ¢ \times Sm$

$wher...Sm = I / c$

$Sm = \frac{b \times h3}{6} = 0.005$

Φ Mn=0.55*0.005*2.3*1000=6.33KN.m

Φ Mn=6.33 > Mu

- **So, the plain concrete is adequate and no reinforcement is required.**

Minimum Reinforcement according to shrinkage & temperature :

As=0.0018*b*h

As=0.0018*70*40= 5.04 cm^2

Select **4 Φ14** in the short direction……. See figure (4-14)

As=0.0018*b*h

As=0.0018*100*40= 7.20cm^2

Select **Φ14 @ 20 cm** in the long direction. ……. See figure (4-17)

4-8-5 Design of dowels:

Φ Pn= Φ(0.85*fc'*Ag)

= 0.70*(0.85*30*1000*250)=4462.50 KN

Φ Pn >> Pu=141.10 KN

Dowels are not required for load transfer.

∴ Use the minimum dowels area,

$As = 0.0012 \times Ag$

$= 0.0012 \times 100 \times 25 = 3.0 cm^2$

- **Use Φ12 @ 25 cm** with As= 4.52 cm² /m……. See figure (4-17)

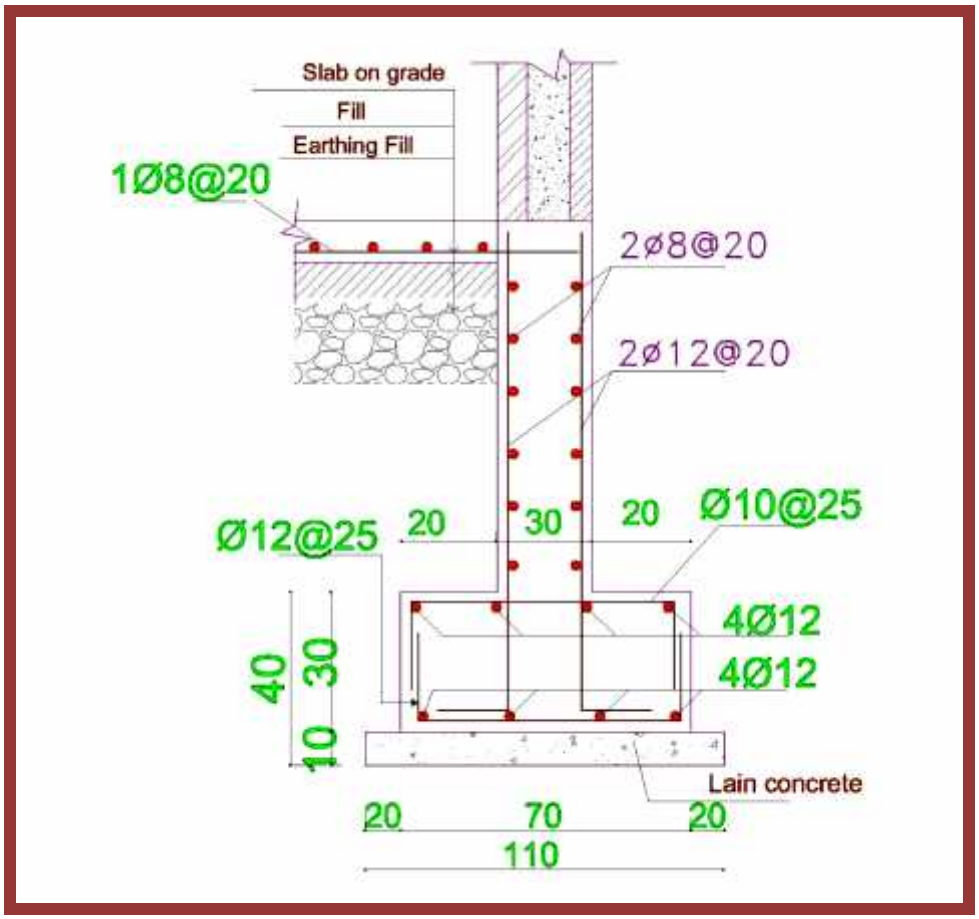


Figure (4-17) section in Strip Footing.

4-9 Design Mat footing under Elevator :

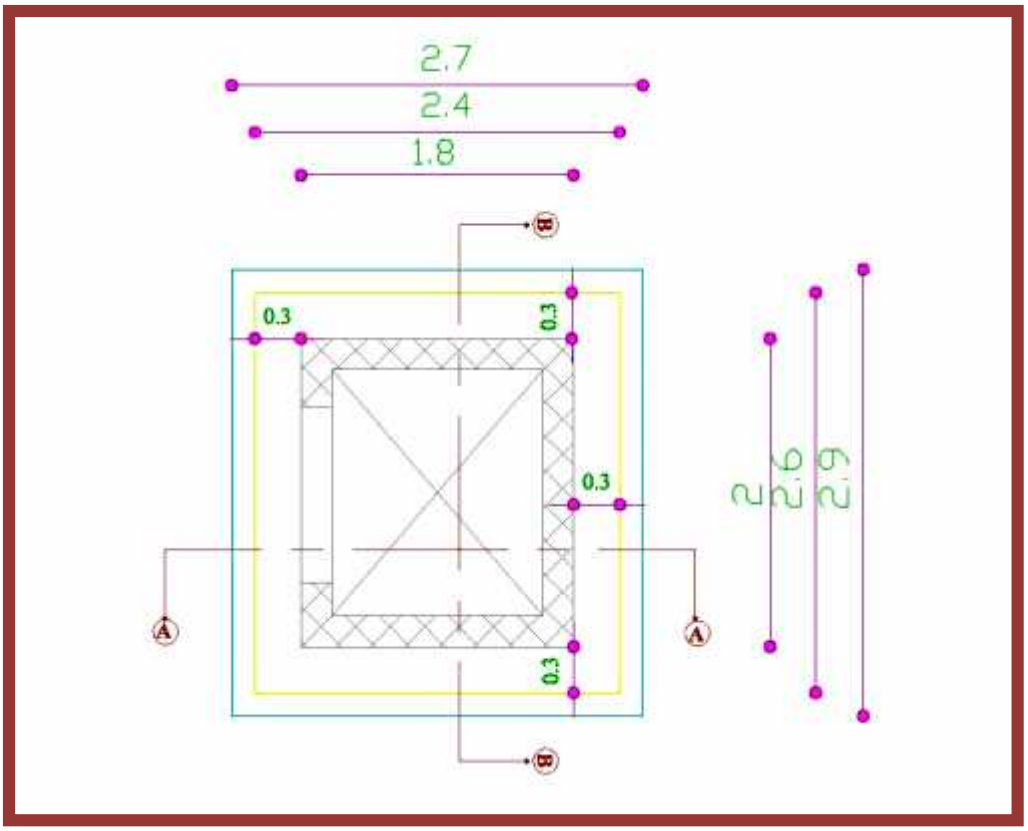


Figure (4-18) Top view of Mat Foundation(Under Elevator)

4-9-1 Load calculations :

Wight of wall =(0.25*3.30*6.0*1.0*25) = 99.0 KN

Pu=(2*29)+(1.2*3*99)= 414.40 KN

Determination of the area of footing :

A_{req}= Pu / 1.4*¢*all* = 414.40/ 1.4*400 = 0.74 m^2.

Select $A_{provided}$ = 2.60*2.40 = 6.24 m^2 > 0.74m^2……. See figure (4-18)

4-9-2 Check of Bearing capacity for Section [B-B]. ……. See figure (4-19)

σ_1= (2*Pu)/(1*2.6)

Pu=(2*29.0)+(2*99*1.2)=295.6

σ_1= (2*295.6)/(1*2.6)

(σ_1 = 227.40KN/ m^2) < (1.4*B.C = 560 KN/ m^2)…….OK.

4-9-3 Estimation of footing depth:

$V_{u\ max}$=(227.40*0.4)-(295.6) = 136.44 KN/m

Vu =136.44 KN.

$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\, b_w d$ = 0.75*5.47*1000*d/6 = 683.75*d

Φ Vc ≥Vu.

683.75*d = 136.44*1000

So, d = 0.2m = 20cm.

*A*ssume Φ10 for main reinforcement.

h req = 20+8+ 1 =29 cm.

Select h = 40cm. ……. See figure (4-19)

d req = 40-8-1 = 31.

4-9-4 Design of reinforcement:

4-9-4-1 Design of positive moment:

Bottom reinforcement

$M_{u\ max}$ =(227.4*0.4*0.2)= 18.20 KN.m

Mu = 18.20 KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{18.20 * (10)^6}{(0.9)(1000)(310)^2} = 0.21\,Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 0.21}{420}}\right) = 0.0005$$

ρ Req =0.0005.

$A_{s\ req}$ = 0.0005*(100)*(31) = 1.55cm^2 .

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4 * f_y} * bw * d \geq \frac{1.4 * bw * d}{fy}$$

$A_{s\ min}$ = 10.10 < 10.33 cm^2

$A_{s\ min}$ = 10.33 cm^2

$A_{s\ min}$ = 1.3* As req =1.3*1.55 = 2.015cm^2.

$A_{s\ shrinkage}$ = 0.0018*100*40 = 7.20 cm^2 .

2.015 < 7.20

$A_s = As_{min}$ = 7.20 cm^2

use **Φ14 @20 cm** with A_s= 7.69 cm^2 for bottom reinforcement in X &Y directions.

……. See figure (4-19)

4-9-4-2 Design of negative moment:-

Top reinforcement (in X direction).

$M_{u\ max}$=(227.40*1.4*0.5*1.4)-(295.6*1.0) =72.94 KN.m

Mu = 72.94 KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{72.94 * (10)^6}{(0.9)(1000)(310)^2} = 0.84\ Mpa$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 0.84}{420}}\right) = 0.002$$

° req =0.002.

$A_{s\ req}$ = 0.002*(100)*(31) = 6.32 cm^2 .

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4 * f_y} * bw * d \geq \frac{1.4 * bw * d}{fy}$$

$A_{s\ min}$ = 10.10 < 10.33 cm^2

$A_{s\ min}$ = 10.33 cm^2

$A_{s\ min}$ = 1.3* As req =1.3*6.32= 8.22 cm^2.

$A_{s\ min}$ = 8.22 > $A_{s\ shrinkage}$ = 7.20 cm^2 .

$A_s = As_{min}$ = 8.22 cm^2 .

use **Φ16 @ 20cm** with A_s=10 cm^2 for Top reinforcement in X direction.

……. See figure (4-19)

4-9-4-3 Top reinforcement in Y direction:

$A_s = A_{s\ shrinkage} = 7.20\ cm^2$

use **Φ14 @ 20cm** with $A_s = 7.70\ cm^2$. ……. See figure (4-19)

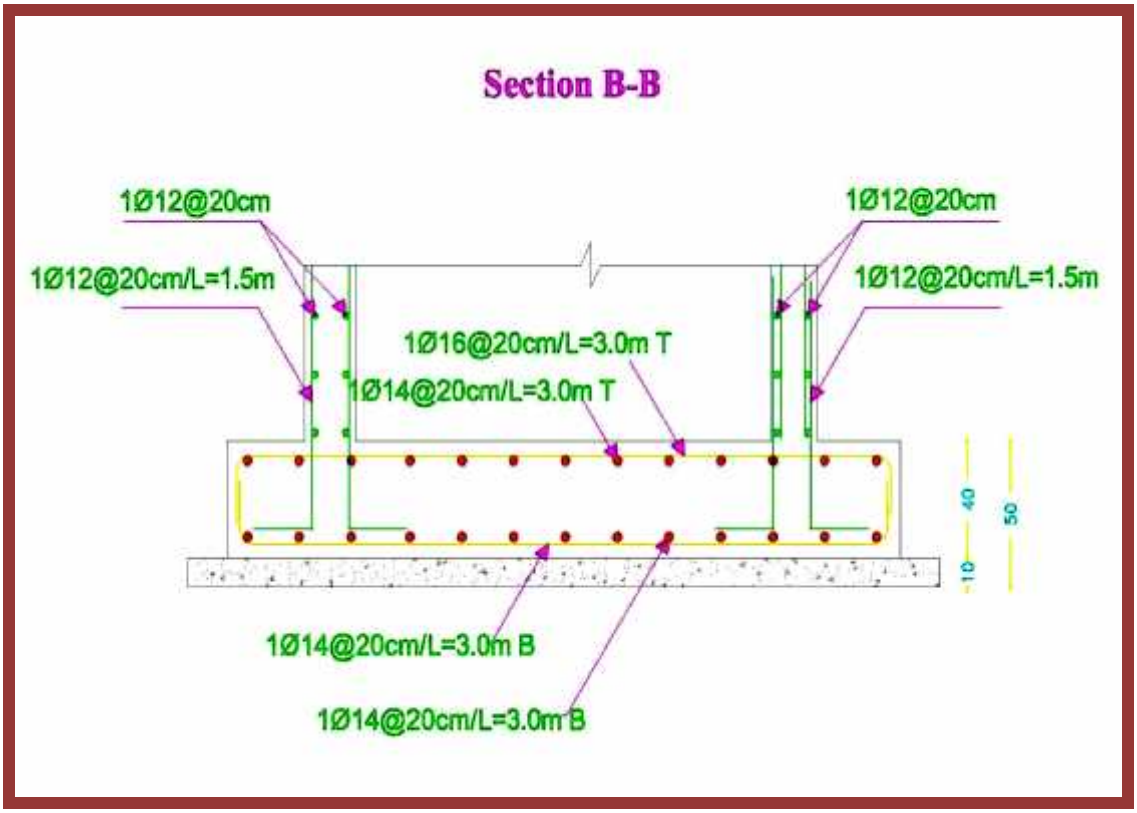


Figure (4-19) section in Elevator Foundation.

4-10 Design Double Flat Stair :

The overall depth of solid slab of stair must satisfy the limitation of deflection required in ACI for one way solid slab :

Min h =(L /20) = 450 /20 = 22.5 cm

Select h=25 cm.

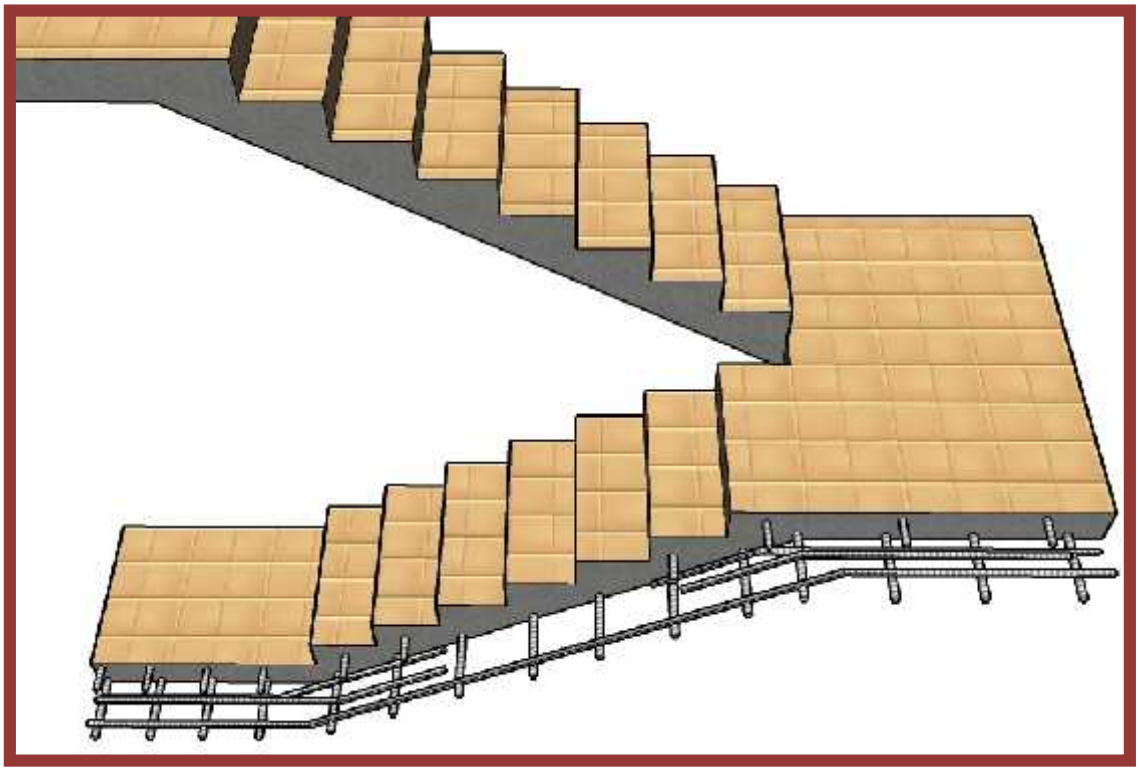


Figure (4-20) Double Flats Stairs

4-10-1 Load Determination .

Dead load calculation of q_1 : ……. See figure (4-21)

$\alpha = \tan^{-1}(15/30) = 26.57^{o}$

$(25*0.25)*(1/\cos 26.57) = 7.0$ KN/m^2

$(0.03*22)*(1/\cos 26.57) = 0.74$ KN/m^2

$(0.15/2)*25 = 1.875$ KN/m^2

0.03*22 = 0.70 KN/m^2

0.03*22*(0.15/0.30) = 0.33 KN/m^2

0.04*22*(33/30) = 1.0 KN/m^2

0.03*22*(0.15/30) = 0.33 KN/m^2

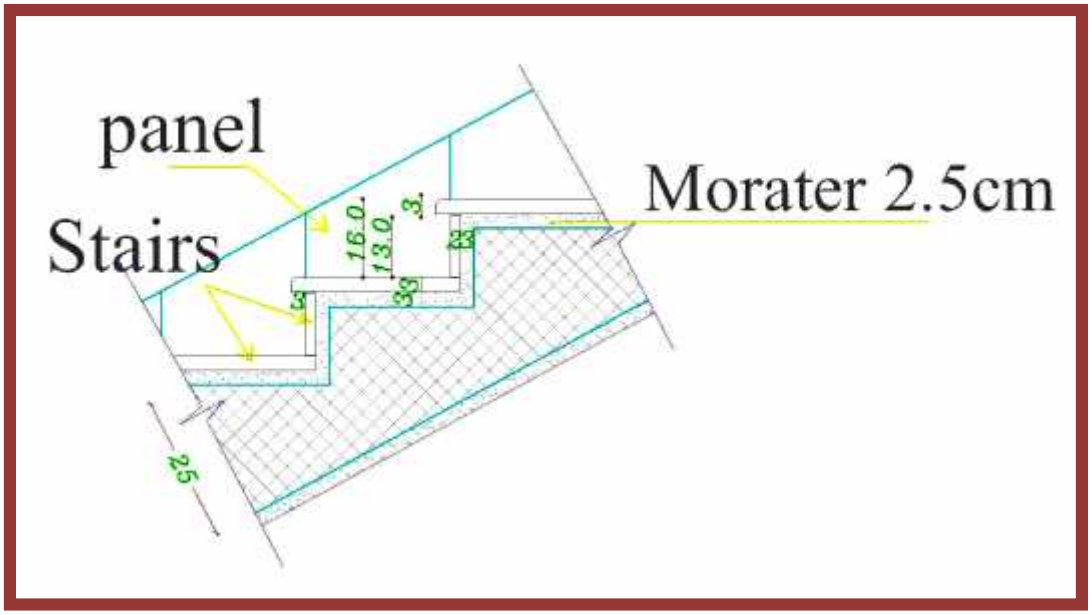


Figure (4-21) Section in Stair .

Nominal Total Dead Load = 12.25 KN/m^2

Factored Total Dead Load = 1.2*12.25 = 14.70 KN/m^2

Live load = 5 KN/m^2 .

Factored live load =5*1.6 = 8 KN/m^2

q_1 = 8 + 14.70 = 22.70 KN/m^2

Dead load calculation of q_2 :

(25*0.25) = 6.25 KN/m^2

(0.03*22) = 0.66 KN/m^2

0.03*22 = 0.66 KN/m^2

0.04*22 = 0.88 KN/m^2

Nominal Total Dead Load = 7.85 KN/m^2

Factored Total Dead Load = 1.2*7.85 = 9.42 KN/m^2

Live load = 5 KN/m^2 .

Factored live load =5.0*1.6 = 8.0 KN/m^2

q_2 = 8 + 9.42 = 17.42 KN/m^2

4-10-2 Stair reinforcement Design of one meter strip :

Mu max = 55.30 KN.m

d = h-2-1 = 25-2-1= 22cm

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(30)} = 16.47$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{55.30 * (10)^6}{(0.9)(1000)(220)^2} = 1.27\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 1.27}{420}}\right) = 0.0031$$

A_s = 0.0031*(100)* (22) = 6.83 cm^2

4-10-2-1 Min reinforcement :

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots \text{(ACI-10.5.1)}$$

As min = 7.20 < 7.33 cm^2

As min = 1.3*6.83 = 8.88 cm^2

Select As= As min =7.33 cm^2

As =7.33 cm^2

Use Φ 14 @ 20 cm with As =7.70 cm^2 > 7.33 cm^2……. See figure (4-22)

4-10-2-2 Lateral reinforcement for one meter strip :

As = 0.0018*b*h ≥ 0.20*As main

As = 0.0018*100*25 ≥ 0.20*7.70

As = 4.50 ≥ 1.54 cm^2

Use Φ 12 @ 25 cm with As =4.52 cm^2 > 4.50 cm^2 ……. See figure (4-22)

4-10-3 Design of shear reinforcement :

Vu max =50.10 KN

Φ Vc ≥ Vu max

$$\Phi \text{ Vc} = \frac{0.75\sqrt{fc'}}{6}(bw)(d)$$

= 151.25 > 50.10KN

No Shear reinforcement is required .

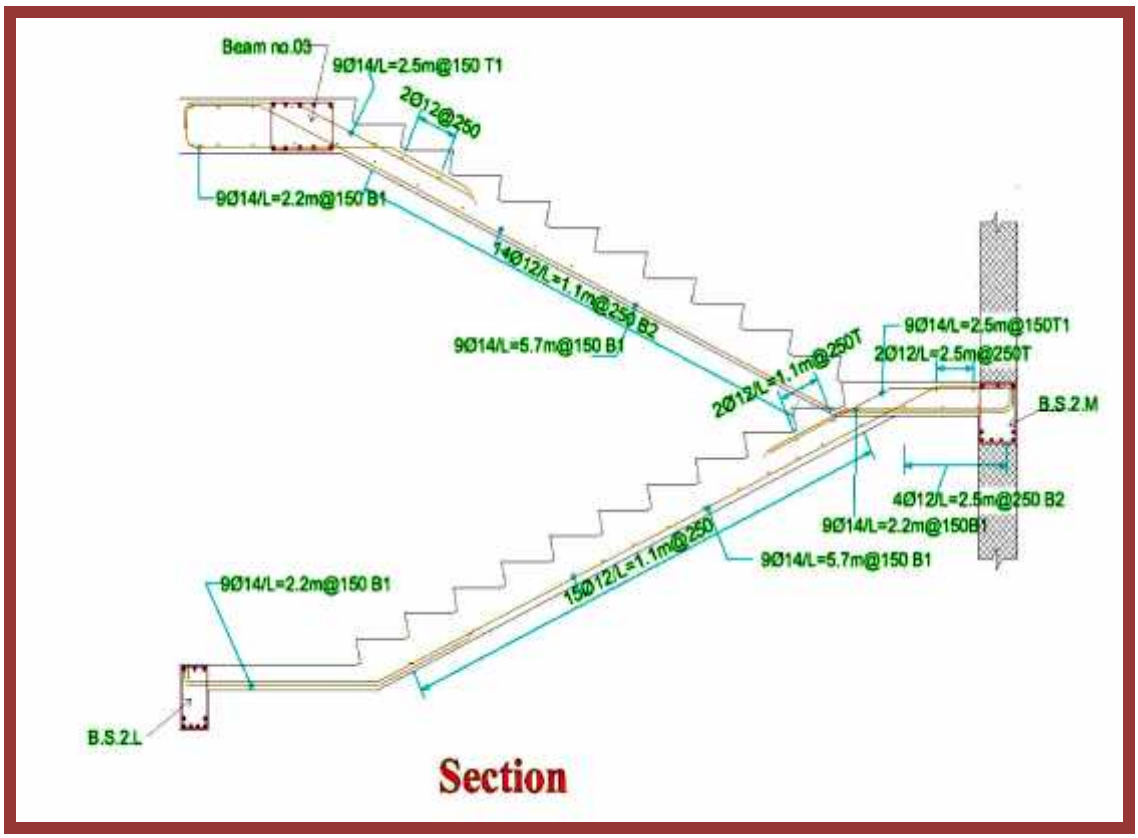


Figure (4-22) Details of Stair (Double Flat) .

4-11 Design of Basement Wall

4-11-1 Design Against Earth Load:

γ_{soil} =18 KN/m³ (Unit weight of the soil)

$\theta = 30°$ (Assumption)

H = 3.30 m (Height of retaining wall) ……. See figure (4-23)

$K_o = 0.5$ ……. From Table (4-2) .

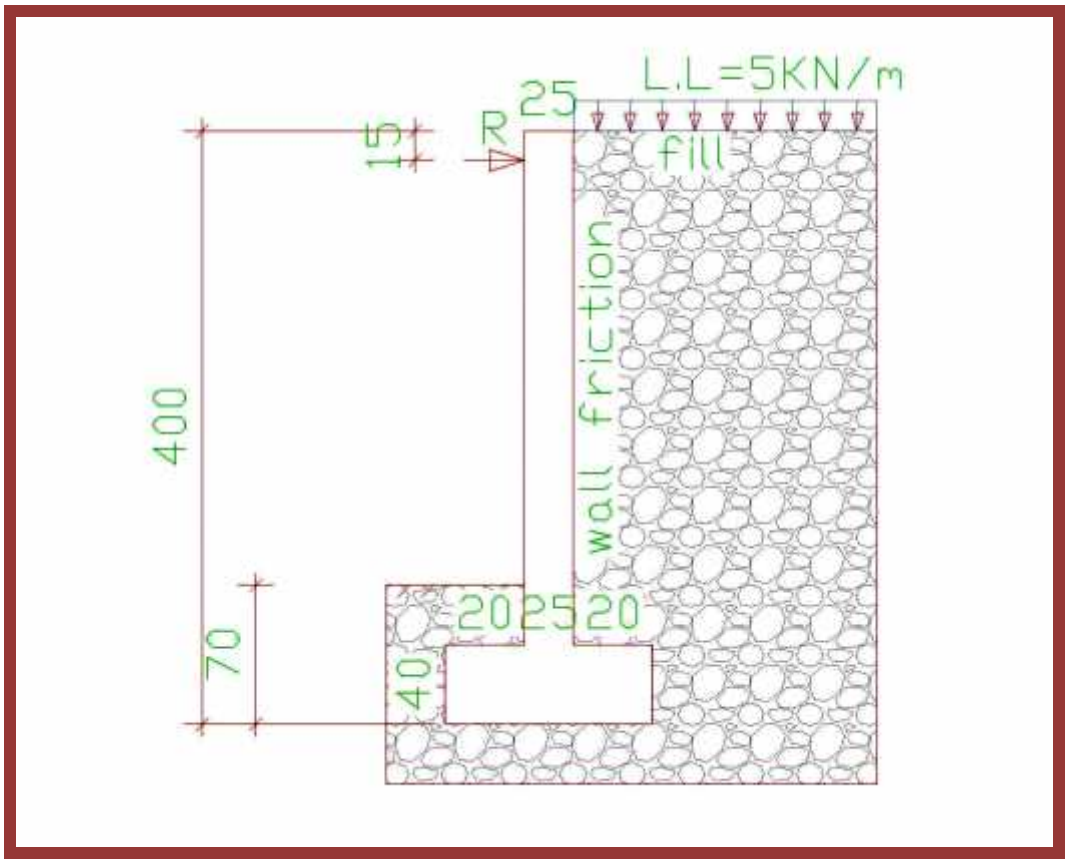


Figure (4-23) Basement Wall Case .

4-11-2 Calculation of loads:

Dead load calculation:

$e_o = \gamma \times H \times K_o$

$= 18 \times 3.30 \times 0.5 = 29.7$ KN/m2

$E_o = 0.5 \times H \times e_o$

$=0.5*3.3*29.7 =49$ KN/m

Live load calculation:

$e_{op} = p \times K_o$

$= 5 \times 0.5 = 2.5$ KN/m2

$E_{op} = H \times e_{op}$

$= 3.30 \times 2.5 = 8.25$ KN/m (for 1m strip)

Table (4-2) Earth Pressure Coefficients.

Erddruckbeiwerte K und Gleitflächenwinkel ϑ_a für $\alpha = 0, \beta = 0$ (Zwischenwerte geradl. einschalten)

	φ / δ	15°	17,5°	20°	22,5°	25°	27,5°	30°	32,5°	35°	37,5°	40°
K_a	0	0,59	0,54	0,49	0,45	0,41	0,37	0,33	0,30	0,27	0,24	0,22
K_{ah}	+ ⅓ φ	0,55	0,50	0,46	0,41	0,37	0,34	0,30	0,27	0,25	0,22	0,20
K_{ah}	+ ⅔ φ	0,52	0,47	0,43	0,38	0,35	0,31	0,28	0,25	0,22	0,20	0,18
$K_{ah,p}$	0	0,77	0,73	0,70	0,67	0,64	0,61	0,58	0,55	0,52	0,49	0,47
$K_{ah,p}$	+ ⅓ φ	0,65	0,62	0,59	0,56	0,53	0,51	0,48	0,46	0,44	0,41	0,39
$K_{ah,p}$	+ ⅔ φ	0,56	0,54	0,51	0,48	0,46	0,44	0,41	0,39	0,37	0,35	0,33
K_{ach}	0	1,53	1,46	1,40	1,34	1,27	1,21	1,15	1,10	1,04	0,99	0,93
K_{ach}	+ ⅓ φ	1,43	1,36	1,29	1,22	1,15	1,10	1,04	0,98	0,93	0,88	0,83
K_{ach}	+ ⅔ φ	1,34	1,26	1,18	1,11	1,04	0,98	0,92	0,87	0,81	0,76	0,71
K_p	0	1,70	1,86	2,04	2,24	2,46	2,72	3,00	3,32	3,69	4,11	4,60
K_{ph}	− ½ φ	1,94	2,18	2,48	2,81	3,22	3,68	4,27	4,95	5,80	6,85	8,15
K_{ph}	− δ *1)	2,11	2,38	2,77	3,23	3,81	4,51	5,46	6,15	7,12	8,27	9,64
K_{ph}	− φ	2,13	2,46	2,85	3,34	3,93	4,68	5,63	6,86	8,48	10,67	13,67
K_0	0	0,74	0,70	0,66	0,62	0,58	0,54	0,50	0,46	0,43	0,39	0,36
$\vartheta_a°$	0	52,5	53,8	55,0	56,3	57,5	58,8	60,0	61,3	62,5	63,8	65,0
$\vartheta_a°$	+ ⅓ φ	49,4	50,8	52,2	53,6	55,0	56,4	57,8	59,2	60,6	62,0	63,3
$\vartheta_a°$	+ ⅓ φ	47,0	48,5	50,0	51,5	53,0	54,5	56,0	57,5	58,9	60,4	61,9

4-11-3 Thickness of the retaining wall:

$\sum$ Mb=0.0

(Ax*3.3)-(49*3.3*0.33)-(8.25*3.3*0.5)=0.0

Ax=20.46 K

$\sum$Fx=0.0

Bx=49+8.25-20.46 =36.79 KN

Determination of zero shear point:

$$\frac{29.7}{3.3}=\frac{Z}{x}\Rightarrow Z=9x$$

20.46 = (9x*0.5*x)+(2.5x)

20.46 = ($4.5x^2$)+2.5x

$4.5x^2$ +2.5x-20.46 = 0.0

$$x=\frac{-B\pm\sqrt{B^2-4\times A\times C}}{2\times A}$$

X= 1.87 m

Z=9*1.87 =16.85 KN/m²

$\sum$ Mx (positive clockwise)

Mu = (20.46*1.87)-(16.85*0.5*1.87*0.33*1.87)-(2.5*1.87*0.5*1.87)= 24KN.m

Mu=1.6*24 =38.52 KN.m

Use,

$\rho = 0.5(\rho_{max})$

ρ max = 0.01935

ρ = 0.009675

m = 16.47

Mu = 38.52 KN.m

Mn = Mu /0.9=42.8 KN.m

$Rn = \rho\ (f_y(1- 0.5\ \rho\ m)$ = **3.74** MPa

$$d = \left(\sqrt{\frac{Mn}{Rn * b}} \right) = \left(\sqrt{\frac{42.8 * 10 \wedge 6}{3.74 * 1000}} \right) = 106.90\ mm$$

h = (106.90+70+20) = 196.90 mm

∴ **Use h = 250 mm= 25 cm**. ……. See figure (4-23)

4-11-4 Wall Reinforcement:

4-11-4-1 Main reinforcement

d = 250- (70 +20) = 160 mm

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{42.8 * (10)^6}{(1000)(160)^2} = 1.66\ Mpa$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.47 * 1.66}{420}}\right) = 0.0041$$

A_{sreq} =0.0041*100*16 = 6.54 cm^2

$$A_s \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \text{ …….. (ACI-10.5.1)}$$

∴ As min = 5.33cm^2/m

A_{sreq} > As min

Select As= 6.54 cm^2

Use Φ14 @ 20 cm With As = 7.70 cm^2 /m

4-11-4-2 Secondary Reinforcement :

The required secondary reinforcement is equal to shrinkage and temperature reinforcement.

As shrinkage = 0.0018 x 100 x 25 = 4.5 cm² /m.

Use Φ12 @ 25 cm With As = 4.52 cm² /m ……. See figure (4-24)

4-11-5 Design of Strip Footing (for basement wall)

4-11-5-1 Calculation of load:

Dead load:

Service Dead load = 47.0 KN/m

- **Live load:**

Service Live load = 5 KN/m

Total Service load (Pn) = 47.0+ 5 =47.0KN/m

Total Factored load (Pu) = (1.2*47.0) + (1.6*5) =64.0KN/m

4-11-5-2 Design of footing width:

$$¢_{ball} = \frac{Pn}{A}$$

For 1- meter width of footing.

$¢_{ball}$ =Pn/(b*1)

$¢_{ball}$ =Pn/b

b=Pn/$¢_{ball}$

b=47.0/(400)

b=0.120 m =12cm

The required width is too small, select a width of 70.0cm.

w = 70 cm So, the bearing pressure is:

$$¢_{bull} = \frac{Pn}{A} = \frac{47.0}{0.70 \times 1} = 67.14 KN/m2$$

and it is uniformly distributed beneath the footing, since there is no eccentricity.

4-11-5-3 Design of footing thickness:

- **one way shear**

The shear strength of concrete,

$$¤Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

¤ Vc =0.75*(1/6)*($\sqrt{\ }$ 30)*1000*d=683.75*d N

Vu at distance d from the face of wall.

Vu (at $(d + \frac{a}{2})$) = (0.225-d)*(67.14*1000)(1)

= (15107-67140*d) N

ΦVc≥Vu

683.75*d = (15107-67140*d)

d=0.22 m =22 cm

h=22+8+1.2 =31.2cm

select h_{min} =40 cm……. See figure (4-24)

d=40-8-1.2 =30.80 cm

4-11-5-4 Design of Bending:

- **Design in plain concrete:**

Mu = (67.14)(0.083)(0.083/2)

= 0.231 KN.m

$$¢_{ball} = 0.42\sqrt{30} = 2.3Mpa$$

$$¢ = \frac{Mn \times c}{I}$$

$$Mn = \frac{¢ \times I}{c} = ¢ \times Sm$$

$$wher...Sm = I / c$$

$$Sm = \frac{b \times h3}{6} = 0.005$$

Φ Mn=0.55*0.005*2.3*1000=6.33KN.m

Φ Mn=6.33 > Mu

- **So, the plain concrete is adequate and no reinforcement is required.**

Minimum Reinforcement according to shrinkage & temperature:

As=0.0018*b*h

As=0.0018*70*40= 5.04 cm^2

Select **4 Φ14** in the short direction……. See figure (4-24)

As=0.0018*b*h

As=0.0018*100*40= 7.20cm^2

Select **Φ14 @ 20 cm** in the long direction. ……. See figure (4-24)

4-11-5-5 Design of Dowels:

Φ Pn= Φ(0.85*fc'*Ag)

= 0.70*(0.85*30*1000*250)=4462.50 KN

Φ Pn >> Pu=141.10 KN

Dowels are not required for load transfer.

∴ Use the minimum dowels area,

$As = 0.0012 \times Ag$

$= 0.0012 \times 100 \times 25 = 3.0 cm^2$

- **Use Φ12 @ 25 cm** with As= 4.52 cm^2 /m……. See figure (4-24)

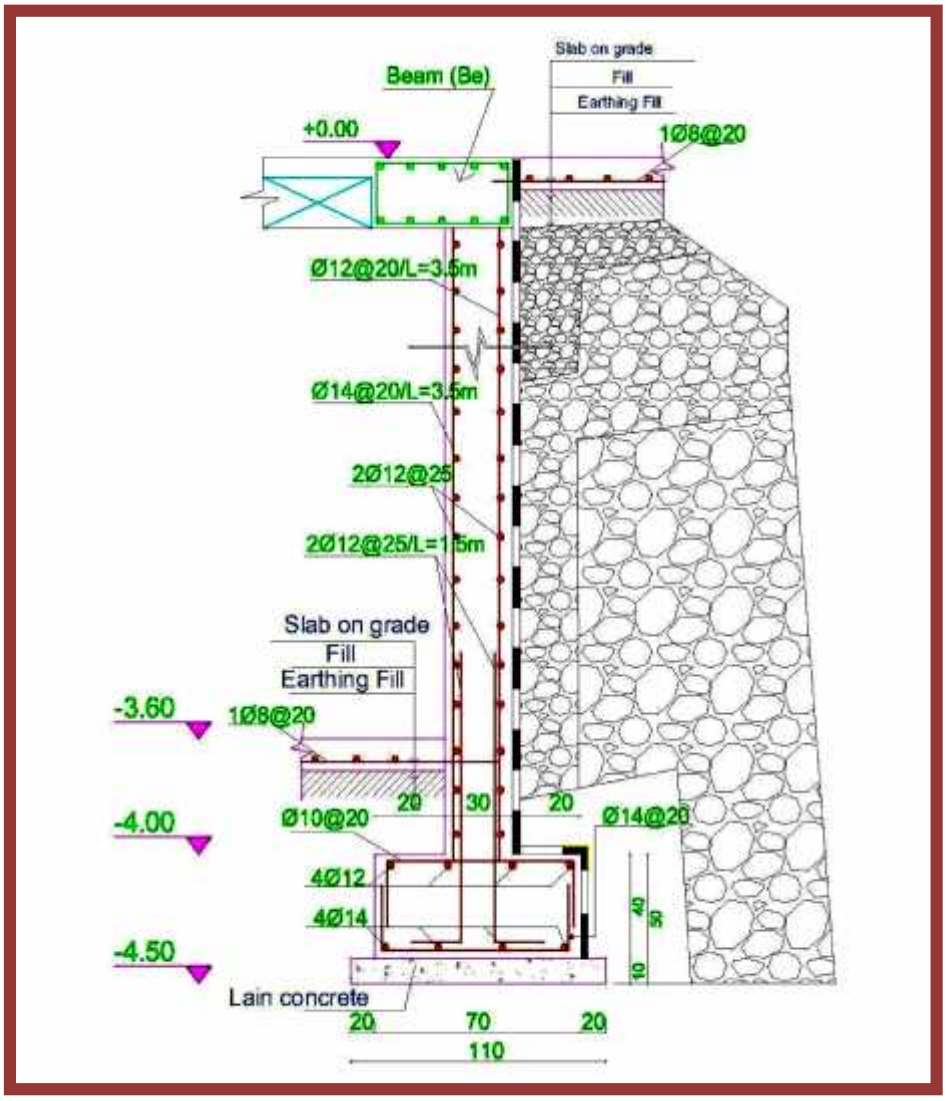


Figure (4-24) Details of Basement Wall &Footing.

4-12 Design of Shear Wall :

By analysis and calculation the magnitude of earthquake force is greater than wind force , so that the design used is to be resist earthquake force .

4-12-1 Determination of location of shear centroid (So) :

$$\overline{X} = \frac{\sum X * I_x}{\sum I_X}$$

$$\overline{Y} = \frac{\sum Y * I_Y}{\sum I_Y}$$

***I= (b*h^3)/12**

Table (4-3) Moment of Inertia at X & Y.

No of wall	I_X	X	I_X * X	I_Y	Y	I_Y*Y
1	**0**	16.93	·	**0.86**	0.15	**0.13**
2	**0.94**	18.85	**17.72**	**0**	2.13	**0**
3	**3.375**	29.40	**99.23**	**0**	6.78	**0**
4	**0**	19.68	**0**	٠.٠٥	17.35	**0.868**
5	**6.25**	16.13	**100.81**	·	26.35	**0**
6	**6.25**	18.88	**118**	**0**	26.35	**0**
7	**0**	17.50	**0**	٠.٣٩	29.38	**11.46**
8	**25.45**	39.35	**1001.46**	**0**	41.15	**0**
9	**0**	٤٩.٨٠	**0**	٠.٦٧٥	27.68	**18.70**
10	**0**	٤٩.٥١	**0**	**0.097**	30.9	**3.0**
11	**0.2**	٥٠.٢٩	**10.06**	**0**	30	**0**
12	**0**	٤٩.٥٢	**0**	**0.097**	29.10	**2.82**
∑	**42.47**		**1347.3**	**2.17**		**37.0**

$$\overline{X} = \frac{1347.3}{42.47} = 31.72m$$

$$\overline{Y} = \frac{37.0}{2.17} = 17.10m$$

e_y = 17.17 m

e_x =0.22m

4-12-2 Determination Parts Of Translation.

Part of translation to FRx & Fry :

$$Q_{Xi} = \frac{FRx * I_{Yi}}{\sum I_y}$$

$$Q_{yi} = \frac{FRy * I_{xi}}{\sum I_x}$$

Loads in X- direction :

FRx = 1 KN

Part of translation = $\frac{FRx * I_{Yi}}{\sum I_y}$

Table (4-4) Parts of Translation at X direction.

Wall	I_y	$FR_x * I_Y$	$(FR_x * I_Y)/\sum I_Y$
1	٠.86	٠.86	٠.٣٩٦
2	٠	٠	0
3	٠	٠	0
4	0.05	0.05	0.023
5	0	0	0
6	0	0	0
7	0.39	0.39	0.18
8	0	0	0
9	0.675	0.675	0.311
10	0.097	0.097	0.045
11	0	0	0
12	0.097	0.097	0.045

Σ			**1**

loads in Y-direction :

q_y ➔ FR_Y = 1 KN

Part of translation = $\frac{FRy * I_{xi}}{\sum I_x}$

Table (4-5) Parts of Translation at Y direction.

Wall	I_X	$FR_Y * I_X$	$(FR_Y * I_X)/\sum I_X$
1	0	0	**0**
2	0.94	0.94	**0.022**
3	3.375	3.375	**0.08**
4	0	0	**0**
5	6.25	6.25	**0.15**
6	6.25	6.25	**0.15**
7	0	0	**0**
8	25.45	25.45	**0.60**
9	0	0	**0**
10	0	0	**0**
11	0.20	0.20	**0.005**
12	0	0	**0**
Σ			**1**

4-12-3 Determination Parts Of Rotation.

Part of rotation:

due to M_{Xm}➔ q_x

$$Q_{Xi} = -\frac{Mx_m \times I_Y \times Y_M^*}{I_W}$$

$$Q_{Yi} = \frac{Mx_m \times I_X \times X_M^*}{I_W}$$

Due to Mym ➔ q_y

$$Q_{Xi} = -\frac{My_m \times Iy \times Y_M^*}{I_W}$$

$$Q_{Yi} = \frac{My_m \times I_X \times X_M^*}{I_W}$$

$I_W = \sum I_Y * Y^{*2}_M + \sum I_X * X^{*2}_M$.

Determination Iw :-

Table (4-6) Determination Iw.

wall	I_x	X^*_M	$I_X*X^*_M$	$I_X*X^{*2}_M$	I_Y	Y^*_M	$I_Y*Y^*_M$	$I_Y*Y^{*2}_M$
1	0	-14.57	0	**0**	0.86	-16.95	-14.58	**0.000**
2	0.94	12.72	-11.83	**150.47**	0	-16.80	0	**0.015**
3	3.375	-2.17	-7.32	**15.89**	0	-12.87	0	**68.398**
4	0	-12.04	0	**0**	0.05	0.25	0.0125	**0.000**
5	6.25	-15.60	-97.50	**1521**	٠	9.25	0	**0.101**
6	6.25	-12.85	-80.31	**1032**	0	9.25	0	**0.000**
7	0	-14.22	0	**0**	٠.٣٩	12.28	4.80	**0.437**
8	25.45	7.63	186.55	**1423.4**	0	29.90	0	**0.000**
9	0	18.08	0	**0**	٠.٦٧٥	10.58	7.14	**160.961**
10	0	17.79	0	**0**	٠.٠٩٧	13.80	1.34	**0.000**
11	0.20	18.58	3.72	**69.04**	0	12.90	0	**0.000**
12	0	17.79	0	**0**	٠.٠٩٧	12.0	1.16	**14**
Σ			-6.69	**4211.8**				**415**

I_W = 4211.8+415= 4626 m^6 .

Torques due to q_x :

$Mx_m = FRx * e_y$

= 1 *0.22= -0.22 KN.m

$MY_m = FR_Y * e_X$

$= 1 * 17.17 = 17.17$ KN.m

Part of load of each shear wall

$Mx_m = -0.22$ KN.m

Part of rotation : Q_X due to Mxt:

Table (4-7) Parts of Rotation at X direction due to Mx.

Wall	I_y	Y^*_M	$-(M_X/ I_W)*I_Y* Y^*_M$
1	**.86**	**-16.95**	**0.054**
2	.	**-16.80**	**0**
3	.	**-12.87**	**0**
4	**0.05**	**0.25**	**0**
5	**0**	**9.25**	**0**
6	**0**	**9.25**	**0**
7	**0.39**	**12.28**	**-0.00177**
8	**0**	**29.90**	**0**
9	**0.675**	**10.58**	**-0.027**
10	**0.097**	**13.80**	**-0.005**
11	**0**	**12.90**	**0**
12	**0.097**	**12.0**	**-0.0043**

Part of rotation Q_Y due to Mx_t :

Table (4-8) Parts of Rotation at Y direction due to Mx.

Wall	I_x	X^*_M	$(M_X/ I_W)*I_X* X^*_M$
1	0	-14.57	**0**
2	0.94	-12.72	**-0.044**
3	3.375	-2.17	**-0.027**
4	0	-12.05	**0**
5	6.25	-15.60	**-0.36**
6	6.25	-12.85	**-0.30**
7	0	-14.22	**0**
8	25.45	7.63	**0.72**
9	0	18.08	**0**
10	0	17.79	**0**
11	0.20	18.58	**0.014**
12	0	17.79	**0**

Part at each wall due to q_x :

Qx_t = part of translation + part of rotation

Qx_1(for wall # 1) = 0.396+0.054
= 0.45
Qx_2(for wall # 2) = 0.0-0.044
= -0.044
Qx_3(for wall # 3) =0.0 -0.027
= -0.027
Qx_4(for wall # 4) =0.023+0.0
= 0.023
Qx_5(for wall # 5) = 0.0-0.36
= -0.36
Qx_6(for wall # 6) = 0.0 -0.30
= -0.3
Qx_7(for wall # 7) = 0.18-0.00177
= 0.18
Qx_8(for wall # 8) = 0.0+0.72
= 0.72
Qx_9(for wall # 9) = 3.11-0.027
= 0.28
Qx_{10}(for wall # 10) = 0.045-0.05
= - 0. 04
Qx_{11}(for wall # 11) = 0.0+0.014
= - 0. 0.014
Qx_{12}(for wall # 12) = 0.045-.0043
= 0.041

∑ Qx = 1 KN ……OK

· Part of rotation : Q_X due to Myt:

Table (4-9) Parts of Rotation at X direction due to My.

Wall	I_y	Y^*_M	$-(M_y/ I_W)*I_Y* Y^*_M$
1	**.86**	**-16.95**	**0.00073**
2	**.**	**-16.80**	**0**
3	**.**	**-12.87**	**0**
4	**0.05**	**-10.25**	**0**
5	**0**	**-9.25**	**0**
6	**0**	**9.25**	**0**
7	**0.39**	**12.28**	**-0.00024**
8	**0**	**29.90**	**0**
9	**0.675**	**10.58**	**-0.00036**
10	**0.097**	**13.80**	**-0.0001**
11	**0**	**12.90**	**0**
12	**0.097**	**12.0**	**-0.0001**

Part of rotation Q_Y due to My_t :

Table (4-10) Parts of Rotation at Y direction due to My.

Wall	I_x	X^*_M	$(M_y/ I_W)*I_x* X^*_M$
1	0	-14.57	**0**
2	0.94	-12.72	**0.0006**
3	3.375	-2.17	**0.00037**
4	0	-12.04	**0**
5	6.25	-15.60	**0.005**
6	6.25	-12.85	**0.004**
7	0	-14.22	**0**
8	25.45	7.63	**-0.0097**
9	0	18.08	**0**
10	0	17.79	**0**
11	0.20	18.58	**-0.0002**
12	0	17.79	**0**

Qy_t = part of translation + part of rotation

Qy_1(for wall # 1) = 0.0073

Qy_2(for wall # 2) = 0.023

Qy_3(for wall # 3) = 0.08

Qy_4(for wall # 4) = 0

Qy_5(for wall # 5) = 0.155

Qy_6(for wall # 6) = 0.154

Qy_7(for wall #7) = -0.00036

Qy_8(for wall #8) = 0.59

Qy_9(for wall # 9) = -0.00036

Qy_{10}(for wall # 10) = -0.0001

Qy_{11}(for wall # 11) = -0.0002

Qy_{12}(for wall # 12) = -0.0001

∑ Qy = 1 KN ……OK

4-12-4 Calculation of Floors Weight:-

For the Ground Floor:-

Total weight of Ground Floor = 12082 KN.

For the first Floor:-

Total weight of first Floor =10570 KN .

For the second Floor:-

Total weight of second Floor = 6500KN .

For the final (roof) Floor:-

Total weight of final Floor = 3900 KN

W (Total) for all Floors = *12082 +10570 + 6500 + 3900* = **33052 KN .**

4-12-5 Calculation of shear force on "shear walls" :

From Uniform Building Code 1997(UBC):

Z=0.3 zone"3"

R=5.5

I=1

Ca=0.24

Cv=0.24

hn=16.5m

Ct=0.0488

Where:

Z **=** seismic zone factor as given in Table 16-I.
R **=** numerical coefficient representative of the inherent overstrength and global ductility capacity of lateralforce resisting systems, as set forth in Table 16-N or 16-P**.**
I **=** importance factor given in Table 16-K.
Ca **=** seismic coefficient, as set forth in Table 16-Q.
Ct **=** numerical coefficient given in Section 1630.2.2.
Cv = seismic coefficient, as set forth in Table 16-R.
hi, hn, hx **=** height in feet (m) above the base to Level *i, n* or *x,* respectively.

Eq…30-8 (UBC) $T = C_t (h_n)^{3/4}$

$T = 0.0488(19.80)^{3/4} = 0.46$

$V_1 = \frac{Cv.I}{R.T} W = \frac{0.24 \times 1}{5{,}5 \times 0.46} W = 0.095W$ *control*

$V_1 = \frac{2.5Ca.I}{R} W = \frac{2.5 \times 0.24 \times 1}{5.5} W = 0.109W$

$V_1 = 0.11Ca.I.W = 0.11 \times 0.24 \times 1 \times W = 0.026W$

$\rightarrow\rightarrow V = 0.095W = 0.095 \times 33052 = 3135.40$

$Ft = 0.07 \times T \times V = 0.07 \times 0.46 \times 3135.40 = 100.96$

Table (4-11) Percentage Every Wall from Horiz. Force.

floor	W (KN)	V(KN)	H (m)	Ft (KN)	(V-Ft)	(W*h)	Fx
Roof Floor(1)	3900	3135.40	13.3	100.96	3034.44	51870	696.90
Second Floor(8)	6500	3135.40	9.9	100.96	3034.44	64350	1122.34
First Floor(9)	10570	3135.40	6.6	100.96	3034.44	69762	1930.30
ground Floor(4)	12082	3135.40	3.3	100.96	3034.44	39870	3034.44
Σ	33052					225852	

$$F_{xi} = (V - F_t) w_x h_x / \sum_{i=1}^{n} w_i h_i$$

4-12-6 Load Calculation of Wall (Sh.W8).

……. See figure (4-25)

Part of load for wall (W8), due to**(qy)** = 0.59

Load of Wall (W8):-

Table (4-12) Loads Distribution in Wall no. 8 .

floor	Fx	Vu	Mu
Roof Floor(1)	696.90	411.17	1356.86
Second Floor(8)	1122.34	662.20	3542.12
First Floor(9)	1930.30	1138.87	7300.00
ground Floor(4)	3034.44	1790.32	13208.45

***Vu=Fy*0.59**

Mu =Vu*h

Mu = 7300.0 KN.m.

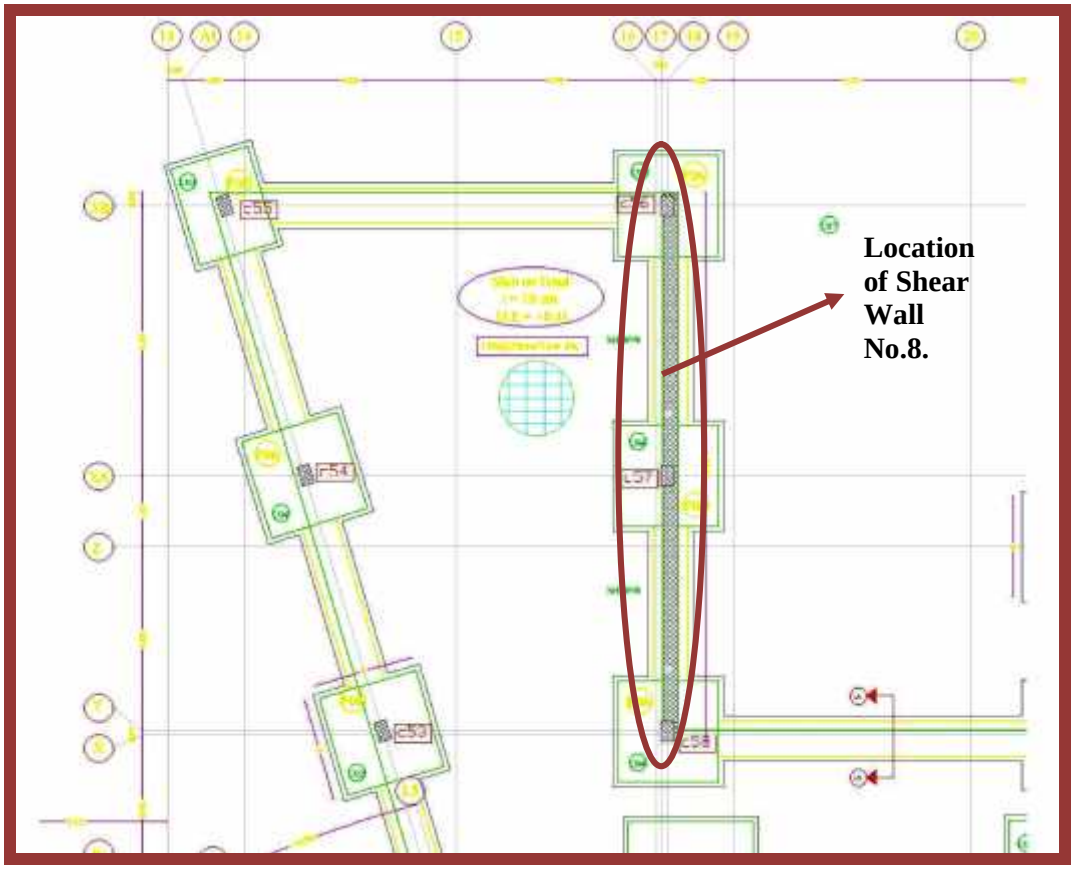


Figure (4-25) Location of Shear Wall No. 8 .

4-12-7 Design of Reinforcement:-

Check if plain concrete is satisfy or not :

4-12-7-1 Design in plain Concrete:-

Vu = 1790.32 KN.

$\phi Vn \geq Vu$ ……..….. (ACI-318-22.5.4)(Eq-22.8).

$\phi Vn = 0.55 * 0.11\sqrt{fc'} * b * h$ ……..…. (ACI-318-22.5.4)(Eq-22.9).

Where b = LW $\Rightarrow$ (Lw: - is the length of shear wall in the direction of action).

$\phi Vn = 0.55 * 0.11\sqrt{30} * 10060 * 250 = 832.30KN < (Vu = 1790.32.0KN)$.

- shear reinforcement is required .

4-12-7-2 Design of shear:-

Vu = 1790.32 KN.

d = 0.8*Lw = 0.8*1060= 800cm = 8000 mm.

$$¤Vc = 0.75 * \frac{1}{6}\sqrt{30} * 250 * 8000 = 1367KN.$$

$$Vs_{\min} = \frac{1}{3} * b * d = \frac{1}{3} * 250 * 8000 = 666.67KN.$$

$(¤Vc) < (Vu = 1790.32\ KN) < (¤Vc + ¤Vs\min = 2033.67KN)$.

Complies with Category (4).

$¤Vs$ = 2033.67-1790.32 = 243.35 KN

Vs = 324.45 KN

$$\frac{A_V}{S} req = \frac{324450}{0.75 * 420 * 8000} = 0.128cm$$

$$\frac{Av}{s} req \geq (\frac{Av}{s}\min = 0.0025 * h) \quad .....(ACI - 318 - 11.8.4)$$

$$\frac{A_V}{S}\min = 0.0025 * 25 = 0.0625cm$$

$$\frac{A_V}{S} req > \frac{A_V}{S}\min$$

$$S_{max} = \frac{Lw}{3.3} = \frac{300}{3.3} = 91.10cm$$

S_{max} = 3*h = 3*25 = 75 cm

S_{max} = 45 cm ….. control

Select **2Φ14@ 20** cm: ……. See figure (4-25)

$$\frac{A_V}{S} = \frac{2 * 1.54}{20} = 0.154.cm \succ \frac{A_V}{S} req = 0.0966\ \text{cm}$$

4-12-7-3 Design of Vertical Reinforcement.

-Minimum Vertical Reinforcement:-

$$°_{\min} = 0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{hw}{Lw})(°h - 0.0025) \text{ ……...….. (ACI-318-11.10.9.4).}$$

$°h =$ Horizontal reinforcement ratio.

$$°h = \frac{(2*(1.54)*\frac{100}{20})}{100*25} = 0.006$$

$$° _{min} = 0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{25}{1006})(0.006 - 0.0025) = 0.0068$$

As $_{req}$= 0.0068*100*25 = 17.10 cm^2

As $_{req}$= 0.01*100*25 = 25 cm^2

Use 2Φ16@15.....As $_{provided}$ =26.67 cm^2 > As $_{req}$ ……. See figure (4-25)

4-12-7-4 Design of Moment (Boundary):-

Mu = 13208.45 KN.m

Design as light loaded shear wall.

(uniform distribution vertical reinforcement will neglected)

M_u = 7300.0 KN.m

$$Rn = \frac{M_u}{¤ * b * d^2} = \frac{7300.0 * 10^6}{0.9 * 250 * 8000^2} = 0.51 MPa$$

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

$$ρ = \frac{1}{16.47}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*16.47*0.51}{420}})$$

= 0.00067

As $_{req}$ = 0.00067*25*800 = 13.40 cm^2

Ag boundry = *Cw*h=25*25*=625 cm^2

$$= \frac{As_{boundry}}{Ag_{boundry}} \le 0.08 \quad .....(ACI - 318)$$

$$= \frac{13.40}{625} = 0.021 \; < 0.08 \quad ….. ok$$

Use **10Φ14** As $_{provided}$ =15.40 > .021 cm^2 within (Cw) ……. See figure (4-25)

Note: - This reinforcement will be applied for all Floors.

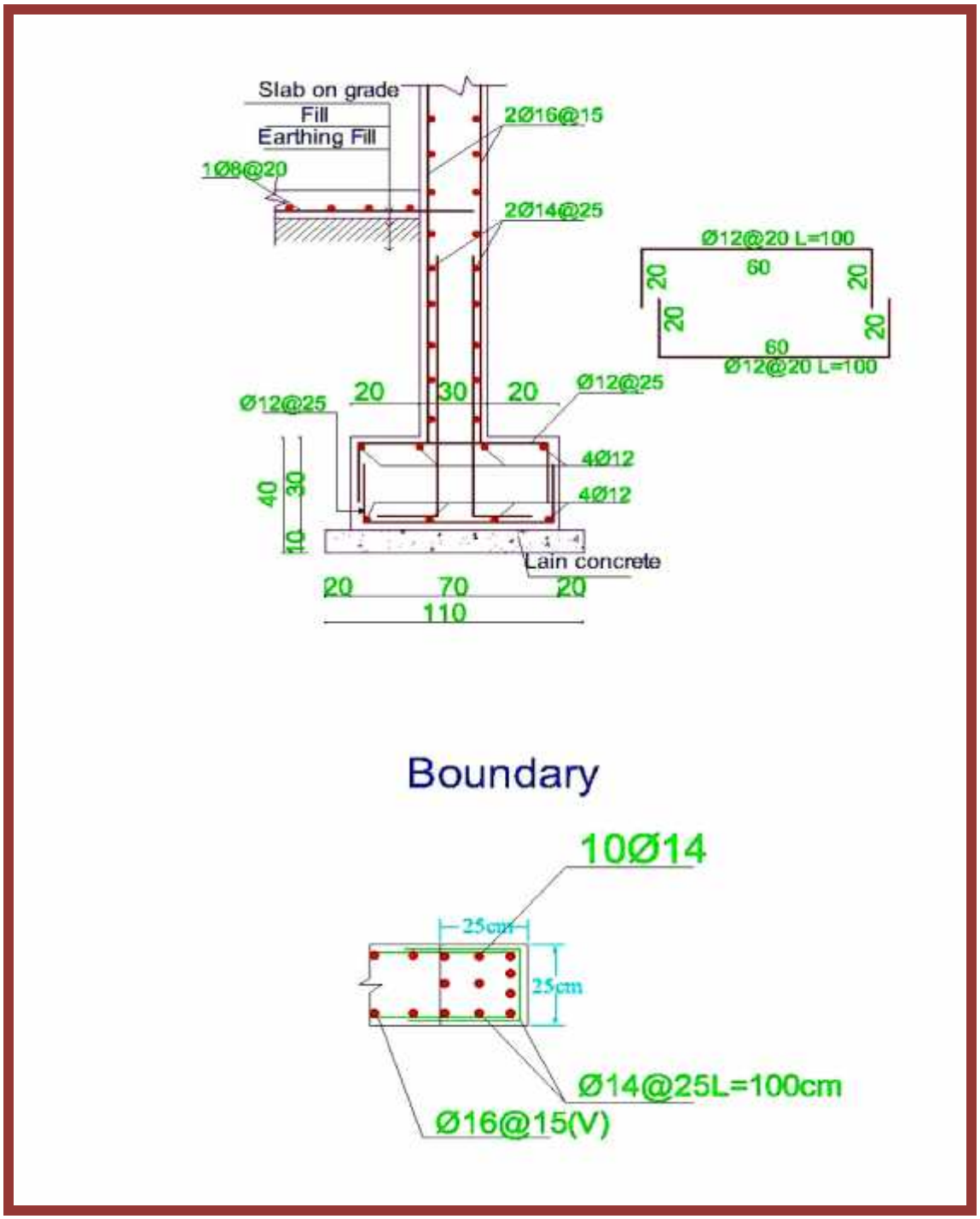


Figure (4-26) Detail of Shear Wall No. 8

الوصف المعماري للمشروع

(٢-١) مقدمـــــة

(٢-٢) لمحة عامة عن المشروع

(٢-٣) موقع المشروع

(٢-٤) عناصر المشروع المقترح

(٢-٥) الحركة

(٢-٦) الواجهات

الوصف المعماري للمشروع

(٢-١) المقدمة :

عملية التصميم لأي منشأ تتم عبر عدة مراحل وعدة خطوات بعد المرور بعدة امور يتوجب على المالك او من ينوب عنه العمل بها بشكل متسلسل ، تبدأ بالتصميم المعماري الذي يحدد شكل المنشأ ويأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة ويدخل ضمن هذا التصميم تلبية الجانب الجمالي والجانب الوظيفي ،اذ انه يتم دراسة الفراغات الوظيفية بعلاقات محددة مع بعضها البعض حسب الاولويه في الاستخدام والحركة ، لذا يجري التوزيع الأولي لمرافق التي تكوّن بجملتها المبنى المراد انشاءه بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد مواقع الأعمدة والمحاور، وتتم في هذه العملية أيضا دراسة الإنارة والعزل والتهوية والحركة والتنقل وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

بعد هذه المرحلة التي تعتبر من اهم المراحل الرئيسية التي يوقوم عليها العمل ضمن العمل الصحيح والمدروس لاي منشئ ، بعد ذلك تأتي المرحلة التي تلازم المرحلة المعمارية والتي تعتمد بشكل تام وكبير على المنشئ معماريا الا وهي عملية التصميم الإنشائي الهادف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها اعتمادا على الأحمال المختلفة التي يتم نقلها عبر هذه العناصر بشكل متسلسل هرمي إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة.

(٢-٢) لمحة عامة عن المشروع:

تأتي ضرورة إنشاء مبنى الادراة للجامعة بأنها ضرورة ملحة فرضتها عوامل التطـور الحاصلة في جميع نواحي الحياة وخاصة العلمية منها ، ومع دخول الجو التعليمي ضمن ظروف يؤثر فيها المجتمع بشتى اطيافه حيث انها جعلته يسير ضمن منظومة مبرمجة بزمان ومكان ، لذا أصبح من المهم القيام بكل مايجعل الطالب او المتعلم يحصل على اكبر فائدة مرجوة مـن هـذا الصرح العلمي الذي هو اللبنة الاساسية في انشاء شتى تخصصات والاقسام التي تكوّن بجملتهـا المبنى التعليمي المتكامل ، اذ انه يعمل على اختزال الوقت والجهـد المبـذول للحصـول علـى المتطلبات الاساسية من الكم العلمي المرجو في هذا المجال ، ومن المعروف أن مشروع من هذا النوع يهدف لتوفير جميع الخدمات العامة والادارية والرئيسية فـي آن واحـد ومكـان واحـد ، وبالتالي تسهل عملية الاستفادة من هذه الخدمات على اكمل وجهة ممكن او مقدر لـه الحصـول عليها ضمن هذا الاطار .

(٢-٣) فكرة المشروع :

لقد نبعت الفكرة الرئيسية التي يقوم عليها المشروع على توجيه جهود الادارة كلها في بئـرة واحدة كي تعبّر عن تماسك الادارة و قوة علاقتها التكاملية ، إذ أن هذه البئرة او هـذا المنشـئ يظهر حوله ساحة دائرية تحوي على عنصر مائي وعناصر نباتي بهدف بتوفير افنية وفراغات بين المبنى مماثلا للطراز العربي الاسلامي و لكن باسلوب حديث متطور يواكب العصـر الـذي

نعيش فيه ، حيث ان فكرة الساحات الداخلية هي بهدف احترام الموظفين اللذين يعملون على حل مشاكل وقضايا الطلاب و الجامعة .

كما يعتقد المصمم ان هؤولاء الموظفين من حقهم ان يستمتعوا بمناظر خلابة من عنصر مائي وعناصر نباتية خضراء ، عن طريق توفير مايطلق عليه في العمارة التكامل بين الفضاء الداخلي و الفضاء الخارجي.

(٢-٤) موقع المشروع :

تقع قطعة الأرض المراد إنشاء المشروع عليها في مدينة حلحول الى الشمال من محافظة الخليل و بالتحديد شرق مدينة حلحول (في قلع بعبز) ، حيث تبلغ مساحة الارض المراد إنشاء مشروع الجامعة عليها (٩٠ دونم) ، وتبلغ المساحة الكلية لمشروع مبنى الادراة بمافيها الحدائق ومواقف السيارات (١٣٧٩٧م^{٢}) تقريبا كما هو موضح في الشكل (٢-١) ، ومن خلال النظرالى الموقع العام كما في الشكل (٢-٢) نستدل طبيعة الحركة وكيفية الوصول الى مبنى الادراة كما يلي ، إذ يتم الدخول الى مبنى الادراة من خلال ثلاث مداخل احداهم رئيسي جنوبي من خلال طريق يحيط بالجامعة بعمل على ربط مبنى الادارة بالمحيط الخارجي ليكون مدخل للزوار والاداريين معا ، حيث يكون هذا المدخل مستقل عن الحرم الجامعي كما هو مبين في الشكل التالي ، والمداخل الاخرى تصل الى مبنى الادارة من خلال حرم الجامعة لتعمل على ربط الادراة مع باقي ارجاء الجامعة ، وهما شرقيان بالنسبة للمبنى كما هو مبين في الشكل (٢-٢) .

اما بالنسبة للمحيط الخارجي للمبنى فهو يتكون من ساحات مختلفة الاستعمال مثل الحدائق المحيطة بالمبنى والساحات الخارجية وبعض الاماكن للراحة ومحاكاة الطبيعة بشكل مباشر إذ انه يتخلل هذه الساحات عدة طرق توصل الى المبنى كما تم ذكرها سابقا ، وهناك عدة مواقف للسيارات موزعة بشكل منتظم عند كل مدخل من مداخل المبنى .

الشكل(٢-١) : الموقع العام لجامعة بوليتكنك فلسطين/مضافة حاجول

الشكل(٢-٢) : الموقع العام لمبنى إدارة جامعة بوليتكنك فلسطين

(٢-٥) ترتيب فراغات ووظائف المبنى:

نظرا لطبيعة الارض التي يوجد عليها تصميم المبنى المقترح واختلاف خطوط الكنتور بشكل كبير ضمن نطاق معين ، استغل الكنتور في وضع طابق التسوية حيث ان الاختلاف في المنسوب الامامي والخلفي للمبنى ادى الى ظهور هذا الفراغ الذي استغل على الشكل الموجود عليه حاليا ويحتوي هذا الفراغ على (دائرتي المستودع و المشتريات) ، إذ انه وفر له مدخل للخدمة يتسع لحركة المركبات الكبيرة .

ومن ناحية اخرى تم دراسة مسارات الحركة حول قطعة الارض فقد تم فصل مدخل الاداريين عن مدخل تسجيل الطلاب اذ انه تم الفصل على اساس الوظيفي لهذه المداخل فمدخل

الاداريين يكون لدخول الموضفين بشكل دائم ودخول الزوار لذا لا يلاحظ عليه الازدحام في بعض اوقات الدوام مثل وقت التسجيل حيث تم تصميم المدخل الجنوبي من الشارع الرئيسي للاداريين مع توفير موقف خاص له، أما مدخل الطلاب فهو معد لمثل هذه الحالات ليتماشى مع مقتضيات واحتياجات الطلاب للادراة بشتى انواعها الخدماتية أم الادارية لذلك الهدف تم تصميم المدخل الشرقي للتسجيل حيث انه اقرب لكليات الجامعة ، وسهولة وصول الطلاب اليه يعمل على توفير خصوصية للمدخل الاداري .

(٦-٢) أسباب وأهمية اختيار الموقع

تأتي أهمية اختيار الموقع للأسباب التالية:

١- موقع المشروع في منطقة بعيدة عن الضوضاء بالاضافة الى جمال الطبيعة في تلك المنطقة .

٢- سهولة الوصول إلى الموقع ، اذ انها تحوي عدة طرق موصلة الى مكان البناء .

٣- وجود ارض في هذه المنطقة وفي هذا الموقع، أكثر ما يناسبه صرح تعليمي بما يناسبه من عدة جوانب من اهمها الهدوء وتشكيل الارض بمناسيب مختلفة ادى الى ظهور كتل بناء باشكال ومناسيب مختلفة .

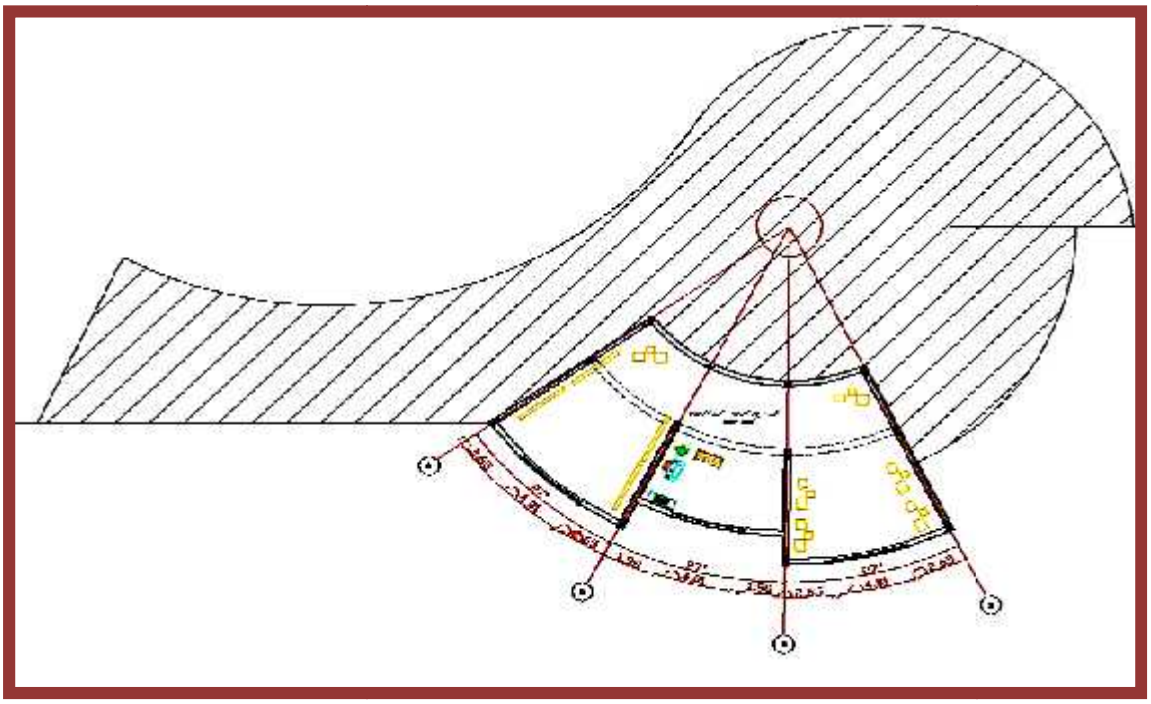
٤- احتواء الارض على مساحات فارغة بشكل مناسب حول المباني المكونه للجامعة.

تم من خلال تحقيق الشروط السابقة توفير المكان المناسب لتنفيذ المشـــروع بمـــا يلائـــم المخططات المعمارية المقترحة للمشروع .

(٢-٧) عناصر المشروع المقترح:

المشروع المقترح مكون من خمسة طوابق مقسمه إلى طـــابق التســـوية تحـــوي دائـــرة المستودع والمشتريات ، والطابق الارضي يحوي على بهو الاستقبال والخدمات الطلابية والادارة وبعض الاقسام الادارية، وباقي الطوابق تحوي على رئاسة الجامعة وبـــاقي الاقســـام الاخـــرى بالاضافة الى مكاتب موظفين وقاعات عرض ومحاضرات ، ويمكن تفصيله على النحو التالي:

١) طابق التسوية (مساحة = ١٩٥م^{٢}): وتحوي على دائرة المستودع والمشتريات ، وتضم مخازن عدد ٢ بالاضافة الى مكتب الموظف المسوؤل عن المستودع والمشتريات ، كما في الشكل (٢-٣) .

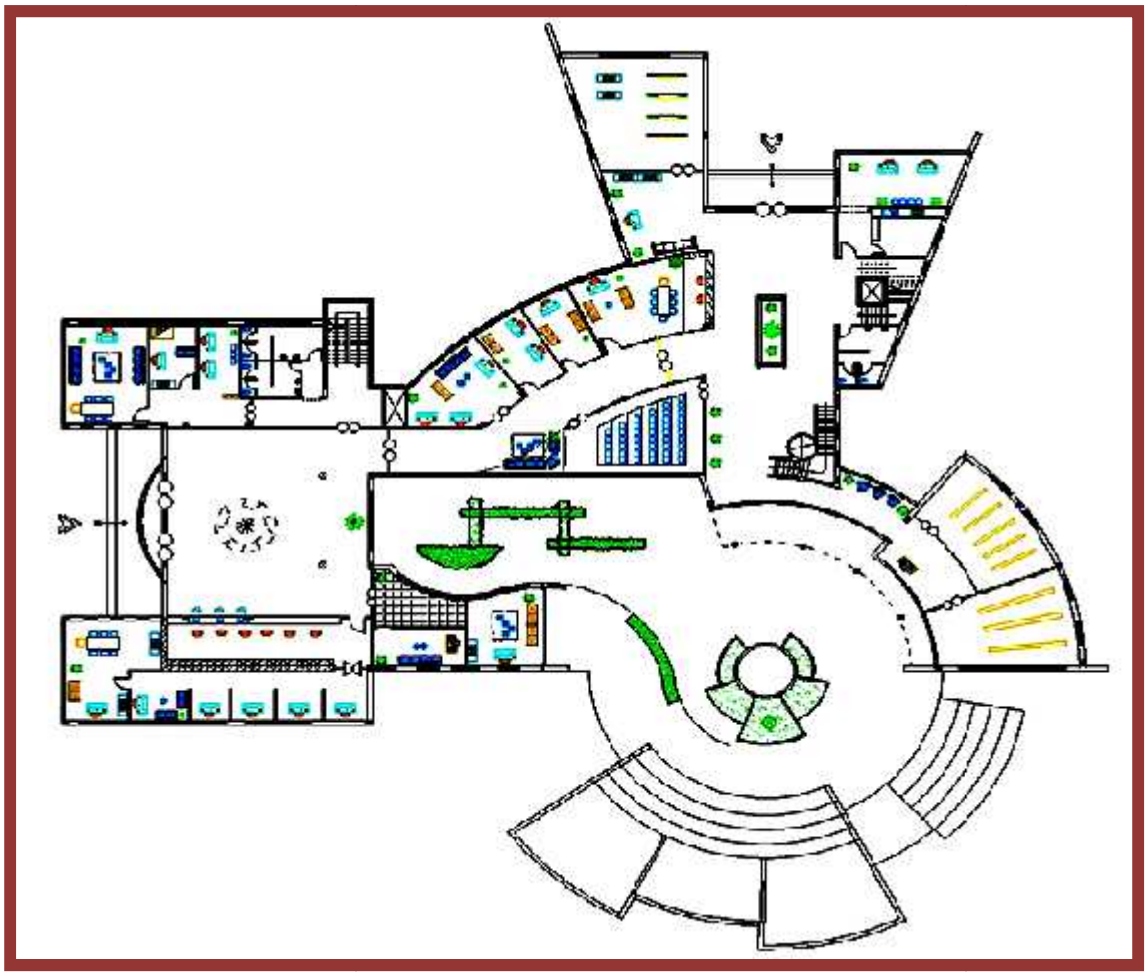


الشكل (٢-٣) : المسقط الافقي لطابق التسوية

٢) الطابق الارضي (مساحة = ١٢٥٢.٥ م^{٢}) : حيث يتكون من عدة اقسام ، كما هو مبين في جدول رقم (٢-١) مع المساحات المتوفرة لكل قسم ،والشكل (٢-٤) يوضح هذه الفراغات :

جدول (٢-١): توزيع الفراغات في الطابق الارضي

الرقم	الاستخدام	المساحة (م^{٢})
١	بهو الاستقبال الخارجي	١٦٠.٠
٢	الدائرة المالية	٩٧.٠
٣	دائرة التعليم المستمر	١٣٥.٠
٤	قاعة عرض	٤٣.٠
٥	دائرة التسجيل	١٢٧.٠
٦	مدقق الحسابات	١٥.٧
٧	مراقب مالي	٢٢.٦
٨	ارشيف التسجيل	٤٧.٠
٩	ارشيف المالية	٤١.٠
١٠	بهو الاستقبال الخارجي	١٠٠.٠
١١	غرفة امن	٢٥.٠
١٢	الديوان + سكرتارية	٨٧.٠
١٣	حمامات	٥٣.٠
١٤	مطبخ	١٨.٠



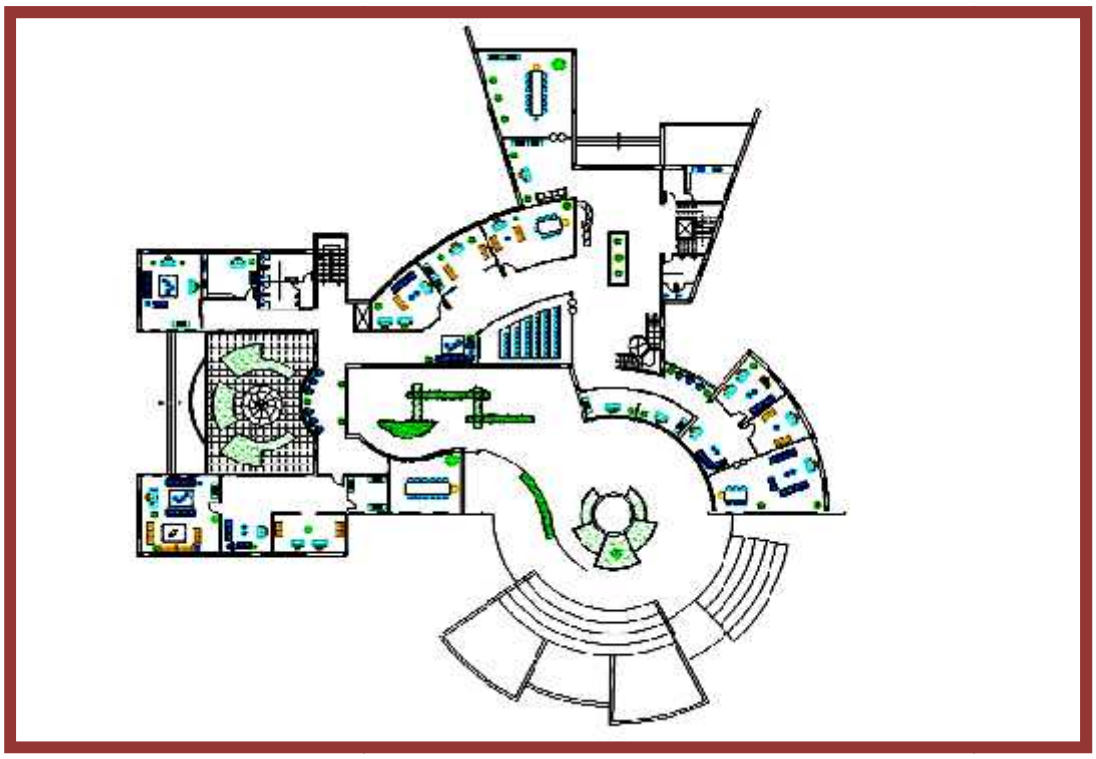
الشكل (٢-٤) : المسقط الافقي للطابق الأرضي

٣) الطابق الاول (مساحة = ١١٣٠.٠ م^{٢}) : حيث يتكون من عدة اقسام ، كما هو مبين في جدول رقم (٢-٢) مع المساحات المتوفرة لكل قسم ، والشكل (٢-٥) يوضح هـذه الفراغات :

جدول (٢-٢): توزيع الفراغات في الطابق الاول

الرقم	الاستخدام	المساحة (م^{٢})
١	جناح رئيس الجامعة	٣٣٥.٦
٢	دائرة العلاقات العامة	١٣٥.٠
٣	قاعة عرض	٤٣.٠

٤	قاعة اجتماعات + سكرتارية	٨٧.٠
٥	دائرة التخطيط والتطوير	١٤٠.٠
٦	مصلى	٢٥.٠
٧	مطبخ	١٣.٠
٨	حمامات	٢٩.٠

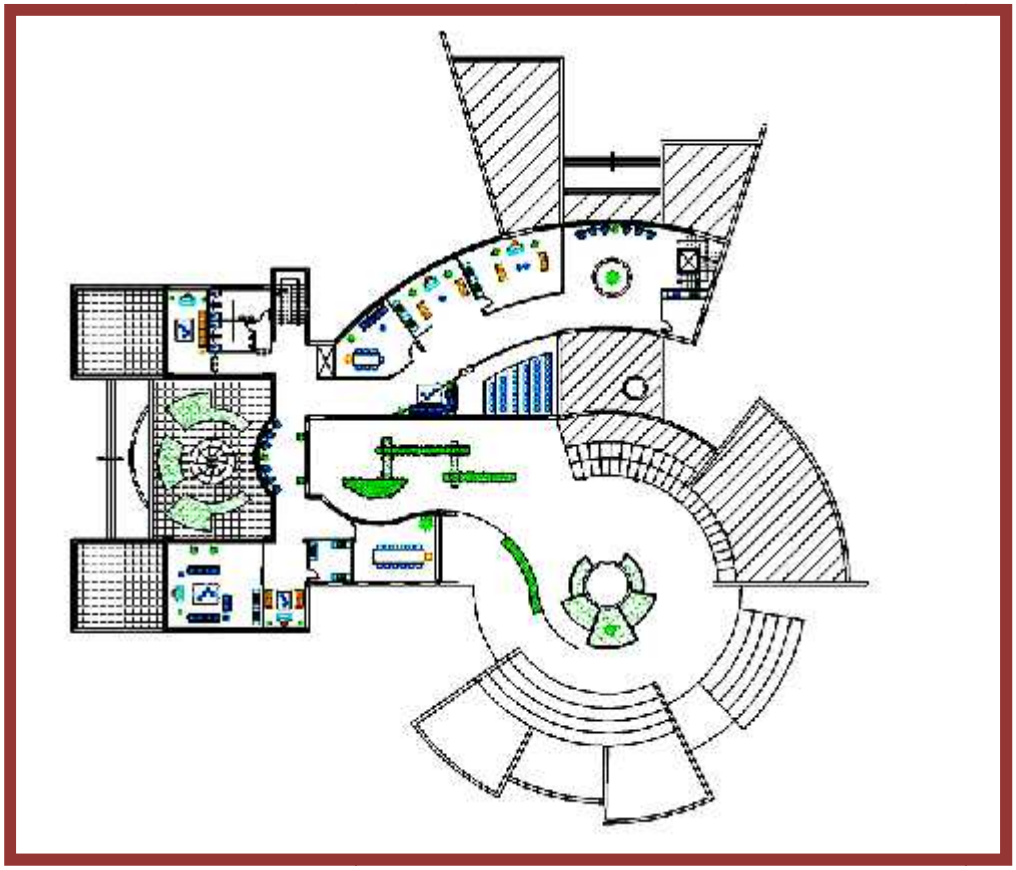


الشكل (٢-٥) : المسقط الافقي للطابق الأول

١) الطابق الثاني (مساحة = ٦٣٠.٢ م^{٢}) : حيث يتكون من عدة اقسام ، كما هو مبين في في جدول رقم (٢-٣) مع المساحات المتوفرة لكل قسم ، والشكل (٢-٦) يوضح هـذه الفراغات :

جدول (٢-٣): توزيع الفراغات في الطابق الثاني

الرقم	الاستخدام	المساحة (م ٢)
١	قسم نائب رئيس الجامعة (١)	١٤٢.٠
٢	قسم نائب رئيس الجامعة (٢)	٢٠٧.٥
٣	قاعة تدريب للموارد البشرية	٤٣.٠
٤	قاعة اجتماعات	٢٩.٨
٥	مكتب مشترك	٢٣.٨
٦	حمامات	٥٣.٠

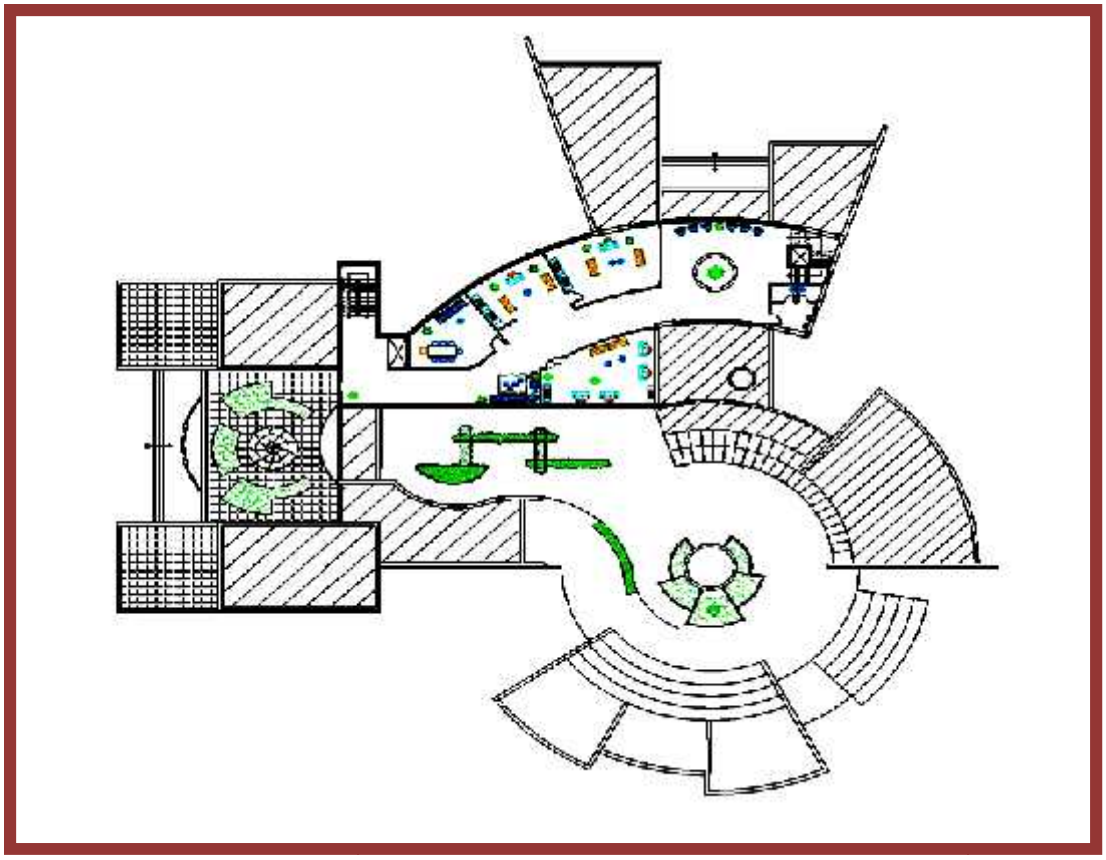


الشكل (٢-٦) : المسقط الافقي للطابق الثاني

٤) الطابق الثالث (مساحة = ٣٧٦.٩ م^{٢}) : حيث يتكون من عدة اقسام ، كما هو مبين في في جدول رقم (٢-٤) مع المساحات المتوفرة لكل قسم ، والشكل (٢-٧) يوضح هـذه الفراغات :

جدول (٢-٤): توزيع الفراغات في الطابق الثالث

الرقم	الاستخدام	المساحة (م ^{٢})
١	دائرة الموارد البشرية	١٣٥.٠
٢	مكاتب	٤٣.٠
٣	حمامات	٢٩.٠



الشكل (٢-٧) : المسقط الافقي للطابق الثالث

(٢-٨) الحركـ ـة

تقسم الحركات التي يتم من خلالها وصف الحركة التي تخص المبنى الى حركات خارجية اي من المبنى الى خارج المبنى بالاضافة الى الحركة داخل المبنى بنوعيها الرأسية والافقية ، كما سيتم سردها وتفصيلها كما يلي :

١) الحركة من خارج منبى الأدراة إلى داخله: وهي عبارة عن حركة موظفي الادراة والزوار وحركة العربات الخاصة بكل من الموظفين والزوار من خارج الجامعة ، وتقسم الى قسمين حركة من خارج الجامعة الى مبنى الادراة والاخرى من حرم الجامعة الى مبنى الادراة.

٢) الحركة داخل مبنى الإدارة (المدخل الرئيسي) :- وهي عبارة عن حركة أفقية تتم من خلال بهو رئيسي يعمل على التوزيع من خلال ممرات داخل الطابق الواحد، وتتوزع الاقسام المختلفة بشكل منتظم حسب المساحات المحددة ، وحركة عمودية وهي حركة الموظفين عبر الطوابق المتعددة من خلال أدراج ومصاعد .

٣) الحركة بين المبنى والفناء التابع للمبنى :- وهي الحركة من داخل المبنى الى فناء يتخلل المبنى اذ انه جزء لايتجزء من مبنى الادراة ، وهو فناء يحاكي الطبيعة في وجودة وتشكيلة اذ انه يحوي على مياه وازهار واماكن للجلوس مختلفة على شكل مقاعد خشبية اومجالس مشكلة على شكل مدرجات صممت فوق منطقة التسوية بسبب اختلاف مناسيب الارض التي يبنى عليها المبنى .

٤) ترتب الادراج والمصاعد بشكل يسهل عملية التنقل في الاتجاه العمودي للموظفين والزوار وبشكل مقسم ومناسب لجميع الاقسام التابعة لكل طابق ، حيث انه يوجد مصـــاعد وادراج رئيسية عند المدخلين الشرقي وهو الرئيسي والاخر الجنوبي ، بالاضافة للـــدرج الـــداخلي الذي يعمل على سهولة التنقل من طابق الى اخر ضمن نفس النطاق لهذا يعتبر علـــى انـــه درج مستقل عن الادراج الاخرى في الوظيفة وفي التصميم المعماري له .

(٢-٩) وصف الواجهات :

يظهر من خلال التصميم المعماري للواجهات وجود تداخل بين الطراز القديم والتكنولوجيا الحديثة في البناء، ويتمثل الطراز القديم في استخدام المواد الاولية كالحجارة المحلية بشتى انواعها ، اما ظهور التكنولوجيا الحديثة فتتمثل في استخدام الكتل الزجاجية المكونة من الالمنيوم والزجاج المعالج لمثل هذا الاستخدام، ليؤمن السلامة للمواطنين في حال تعرض للكسر ، بالاضافة الى ان التصميم المعماري المتبع في الواجهات يظهر الجمال المعماري بشكل هندسي بحيث ان التـــداخل في الواجهات الرأسي و الافقي منه يعطي الواجهات رونق و جمال مرموق .

كما و تتميز واجهات المبنى بالإطلالة ، وخاصة تلك القريبة من أشعة الشمس بالنهـــار، مما وفر إضاءة طبيعية جزئية للمبنى ، بالإضافة إلى ذلك أخذ بعين الاعتبار وجـــود بـــروزات للحفاظ على عنصر التهوية للمبنى وإبراز عنصر الجمال المعماري.

و يلاحظ في الواجهة الشمالية الموجودة في الشكل رقم (٢-٨) تدرج الكتل الاسطوانية و ارتباطها الانسيابي و المتشكل مع نهايات المبنى و يظهر قوة المدخل و دمج الطبيعة ضمن رواق

داخل حدود المبنى ، اضافة الى ذلك ان التدرج في اجزاء مختلفة من الواجهة بشكل متباعد يعطي الواجهات جمال جذاب .

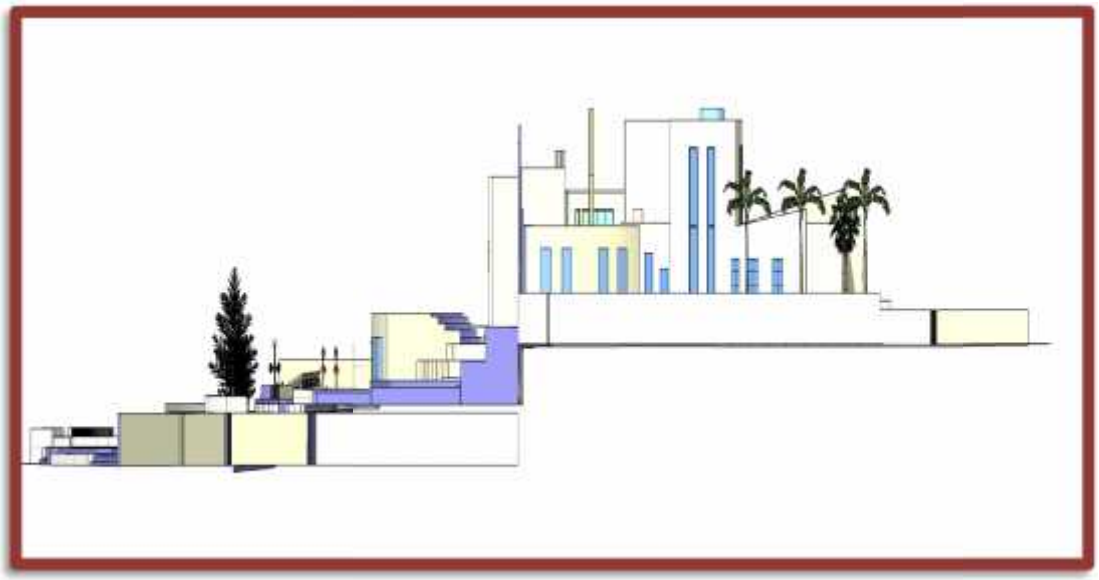
الشكل (٢-٨) : الواجهة الشمالية

يتبين من الواجهة الشرقية كما في الشكل رقم (٢-٩) تداخل الكتل المعمارية افقيا يضفي عليها تغير في الوظيفة المنشأة من اجلها اي تقسيم الواجهات حسب الاقسام المختلفة اذ يظهر المدخل بشكل قوي في منتصف الواجهة على جانبي الكتل المتشابهة لاغراض مختلفة ، كما ان تدرجها العمودي يجعلها منسجمة مع اختلاف مستويات الارض المجودة عليها .

الشكل (٢-٩) : الواجهة الشرقية

بالرجوع الى الشكل (٢-١٠) المرفق و الذي يمثل الواجهة الغربية نجد ان الواجهة تتميز بالتدرج العمودي الواضح بسبب الاختلاف الكبير في مناسيب الارض و بروز العناصر العمودية و الاسطوانية لغايات جمالية و الانشائية ، و كما تظهر النوافذ الزجاجية بشكل طولي .

نلاحظ من الشكل (٢-١١) و الذي يصف الواجهة الجنوبية التي يظهر فيها تداخل الكتل بعضها ببعض ، كما نلاحظ كبر حجم فتحات الشبابيك الزجاجية و ذلك للاستفادة من ضوء الشمس و حرارتها .



الشكل(٢-١٠) : الواجهة الغربية

الشكل(٢-١١) : الواجهة الجنوبية

(٢- ١٠) **مقاومة الحريق**:

إن مادة الخرسانة المكونة للمبنى هي من المواد التي تمتاز بمقاومة عالية للحريق، ولحماية قضبان التسليح في المبنى يتم وضع طبقة خرسانية لمقاومة الحريق ومنع وصول الحرارة لقضبان التسليح حتى لا تفقد خصائصها الفيزيائية مما يؤثر على قدرة تحملها.

(٢- ١١) **عزل الصوت**:

أصبح من الضروري مراعاة عزل الصوت في المبنى السكني وذلك باستخدام الجدران السميكة ، واستخدام الطوب المفرغ في الواجهات والعقدات الذي يعمل على عزل الصوت بشكل كبير ، بالإضافة إلى استخدام الشبابيك ذات الزجاج المزدوج.

الوصف المعماري للمشروع

(٢-١) مقدمـــــة

(٢-٢) لمحة عامة عن المشروع

(٢-٣) موقع المشروع

(٢-٤) عناصر المشروع المقترح

(٢-٥) الحركة

(٢-٦) الواجهات

الوصف المعماري للمشروع

(٢-١) المقدمة :

عملية التصميم لأي منشأ تتم عبر عدة مراحل وعدة خطوات بعد المرور بعدة امور يتوجب على المالك او من ينوب عنه العمل بها بشكل متسلسل ، تبدأ بالتصميم المعماري الذي يحدد شكل المنشأ ويأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة ويدخل ضمن هذا التصميم تلبية الجانب الجمالي والجانب الوظيفي ،اذ انه يتم دراسة الفراغات الوظيفية بعلاقات محددة مع بعضها البعض حسب الاولويه في الاستخدام والحركة ، لذا يجري التوزيع الأولي لمرافق التي تكوّن بجملتها المبنى المراد انشاءه بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد مواقع الأعمدة والمحاور، وتتم في هذه العملية أيضا دراسة الإنارة والعزل والتهوية والحركة والتنقل وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

بعد هذه المرحلة التي تعتبر من اهم المراحل الرئيسية التي يوقوم عليها العمل ضمن العمل الصحيح والمدروس لاي منشئ ، بعد ذلك تأتي المرحلة التي تلازم المرحلة المعمارية والتي تعتمد بشكل تام وكبير على المنشئ معماريا الا وهي عملية التصميم الإنشائي الهادف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها اعتمادا على الأحمال المختلفة التي يتم نقلها عبر هذه العناصر بشكل متسلسل هرمي إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة.

(٢-٢) لمحة عامة عن المشروع:

تأتي ضرورة إنشاء مبنى الادراة للجامعة بأنها ضرورة ملحة فرضتها عوامل التطـور الحاصلة في جميع نواحي الحياة وخاصة العلمية منها ، ومع دخول الجو التعليمي ضمن ظروف يؤثر فيها المجتمع بشتى اطيافه حيث انها جعلته يسير ضمن منظومة مبرمجة بزمان ومكان ، لذا أصبح من المهم القيام بكل مايجعل الطالب او المتعلم يحصل على اكبر فائدة مرجوة مـن هـذا الصرح العلمي الذي هو اللبنة الاساسية في انشاء شتى تخصصات والاقسام التي تكوّن بجملتهـا المبنى التعليمي المتكامل ، اذ انه يعمل على اختزال الوقت والجهـد المبـذول للحصـول علـى المتطلبات الاساسية من الكم العلمي المرجو في هذا المجال ، ومن المعروف أن مشروع من هذا النوع يهدف لتوفير جميع الخدمات العامة والادارية والرئيسية فـي آن واحـد ومكـان واحـد ، وبالتالي تسهل عملية الاستفادة من هذه الخدمات على اكمل وجهة ممكن او مقدر لـه الحصـول عليها ضمن هذا الاطار .

(٢-٣) فكرة المشروع :

لقد نبعت الفكرة الرئيسية التي يقوم عليها المشروع على توجيه جهود الادارة كلها في بئـرة واحدة كي تعبّر عن تماسك الادارة و قوة علاقتها التكاملية ، إذ أن هذه البئرة او هـذا المنشـئ يظهر حوله ساحة دائرية تحوي على عنصر مائي وعناصر نباتي بهدف بتوفير افنية وفراغات بين المبنى مماثلا للطراز العربي الاسلامي و لكن باسلوب حديث متطور يواكب العصـر الـذي

نعيش فيه ، حيث ان فكرة الساحات الداخلية هي بهدف احترام الموظفين اللذين يعملون على حل مشاكل وقضايا الطلاب و الجامعة .

كما يعتقد المصمم ان هؤولاء الموظفين من حقهم ان يستمتعوا بمناظر خلابة من عنصر مائي وعناصر نباتية خضراء ، عن طريق توفير مايطلق عليه في العمارة التكامل بين الفضاء الداخلي و الفضاء الخارجي.

(٢-٤) موقع المشروع :

تقع قطعة الأرض المراد إنشاء المشروع عليها في مدينة حلحول الى الشمال من محافظة الخليل و بالتحديد شرق مدينة حلحول (في قلع بعبز) ، حيث تبلغ مساحة الارض المراد إنشاء مشروع الجامعة عليها (٩٠ دونم) ، وتبلغ المساحة الكلية لمشروع مبنى الادراة بمافيها الحدائق ومواقف السيارات (١٣٧٩٧م^{٢}) تقريبا كما هو موضح في الشكل (٢-١) ، ومن خلال النظرالى الموقع العام كما في الشكل (٢-٢) نستدل طبيعة الحركة وكيفية الوصول الى مبنى الادراة كما يلي ، إذ يتم الدخول الى مبنى الادراة من خلال ثلاث مداخل احداهم رئيسي جنوبي من خلال طريق يحيط بالجامعة بعمل على ربط مبنى الادارة بالمحيط الخارجي ليكون مدخل للزوار والاداريين معا ، حيث يكون هذا المدخل مستقل عن الحرم الجامعي كما هو مبين في الشكل التالي ، والمداخل الاخرى تصل الى مبنى الادارة من خلال حرم الجامعة لتعمل على ربط الادراة مع باقي ارجاء الجامعة ، وهما شرقيان بالنسبة للمبنى كما هو مبين في الشكل (٢-٢) .

اما بالنسبة للمحيط الخارجي للمبنى فهو يتكون من ساحات مختلفة الاستعمال مثل الحدائق المحيطة بالمبنى والساحات الخارجية وبعض الاماكن للراحة ومحاكاة الطبيعة بشكل مباشر إذ انه يتخلل هذه الساحات عدة طرق توصل الى المبنى كما تم ذكرها سابقا ، وهناك عدة مواقف للسيارات موزعة بشكل منتظم عند كل مدخل من مداخل المبنى .

الشكل(٢-١) : الموقع العام لجامعة بوليتكنك فلسطين/مضافة حاجول

الشكل(٢-٢) : الموقع العام لمبنى إدارة جامعة بوليتكنك فلسطين

(٢-٥) ترتيب فراغات ووظائف المبنى:

نظرا لطبيعة الارض التي يوجد عليها تصميم المبنى المقترح واختلاف خطوط الكنتور بشكل كبير ضمن نطاق معين ، استغل الكنتور في وضع طابق التسوية حيث ان الاختلاف في المنسوب الامامي والخلفي للمبنى ادى الى ظهور هذا الفراغ الذي استغل على الشكل الموجود عليه حاليا ويحتوي هذا الفراغ على (دائرتي المستودع و المشتريات) ، إذ انه وفر له مدخل للخدمة يتسع لحركة المركبات الكبيرة .

ومن ناحية اخرى تم دراسة مسارات الحركة حول قطعة الارض فقد تم فصل مدخل الاداريين عن مدخل تسجيل الطلاب اذ انه تم الفصل على اساس الوظيفي لهذه المداخل فمدخل

الاداريين يكون لدخول الموضفين بشكل دائم ودخول الزوار لذا لا يلاحظ عليه الازدحام في بعض اوقات الدوام مثل وقت التسجيل حيث تم تصميم المدخل الجنوبي من الشارع الرئيسي للاداريين مع توفير موقف خاص له، أما مدخل الطلاب فهو معد لمثل هذه الحالات ليتماشى مع مقتضيات واحتياجات الطلاب للادراة بشتى انواعها الخدماتية أم الادارية لذلك الهدف تم تصميم المدخل الشرقي للتسجيل حيث انه اقرب لكليات الجامعة ، وسهولة وصول الطلاب اليه يعمل على توفير خصوصية للمدخل الاداري .

(٦-٢) أسباب وأهمية اختيار الموقع

تأتي أهمية اختيار الموقع للأسباب التالية:

١- موقع المشروع في منطقة بعيدة عن الضوضاء بالاضافة الى جمال الطبيعة في تلك المنطقة .

٢- سهولة الوصول إلى الموقع ، اذ انها تحوي عدة طرق موصلة الى مكان البناء .

٣- وجود ارض في هذه المنطقة وفي هذا الموقع، أكثر ما يناسبه صرح تعليمي بما يناسبه من عدة جوانب من اهمها الهدوء وتشكيل الارض بمناسيب مختلفة ادى الى ظهور كتل بناء باشكال ومناسيب مختلفة .

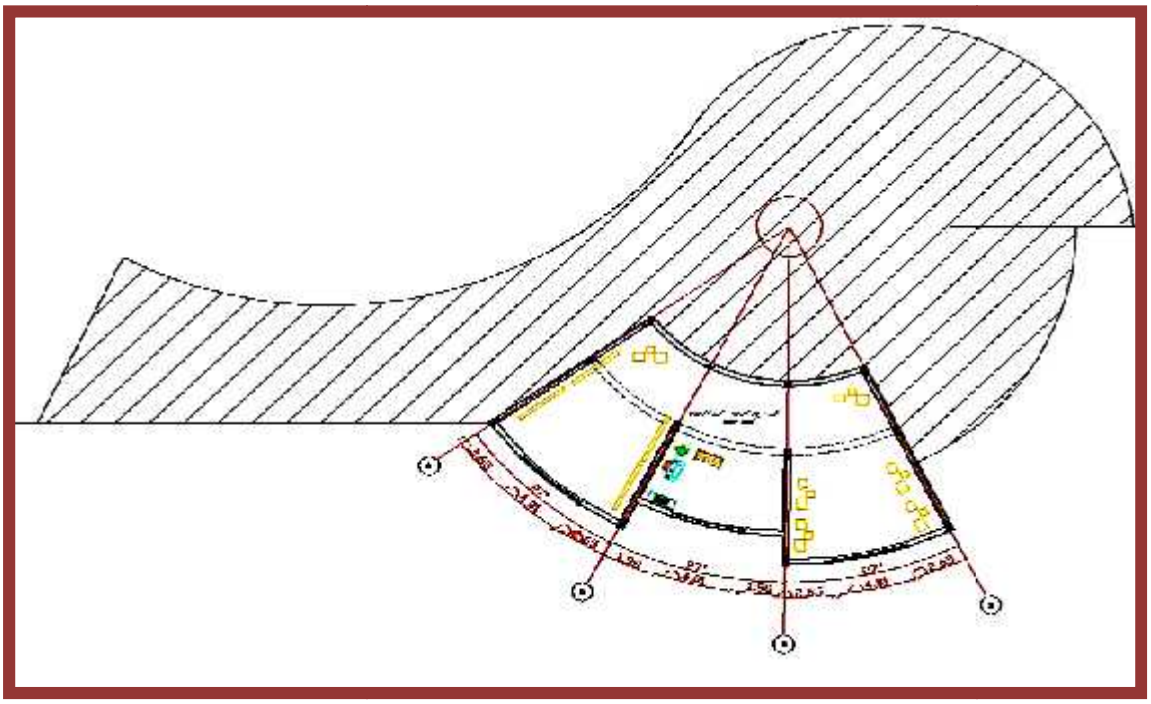
٤- احتواء الارض على مساحات فارغة بشكل مناسب حول المباني المكونه للجامعة.

تم من خلال تحقيق الشروط السابقة توفير المكان المناسب لتنفيذ المشـــروع بمـــا يلائـــم المخططات المعمارية المقترحة للمشروع .

(٢-٧) عناصر المشروع المقترح:

المشروع المقترح مكون من خمسة طوابق مقسمه إلى طـــابق التســـوية تحـــوي دائـــرة المستودع والمشتريات ، والطابق الارضي يحوي على بهو الاستقبال والخدمات الطلابية والادارة وبعض الاقسام الادارية، وباقي الطوابق تحوي على رئاسة الجامعة وبـــاقي الاقســـام الاخـــرى بالاضافة الى مكاتب موظفين وقاعات عرض ومحاضرات ، ويمكن تفصيله على النحو التالي:

١) طابق التسوية (مساحة = ١٩٥م^{٢}): وتحوي على دائرة المستودع والمشتريات ، وتضم مخازن عدد ٢ بالاضافة الى مكتب الموظف المسوؤل عن المستودع والمشتريات ، كما في الشكل (٢-٣) .

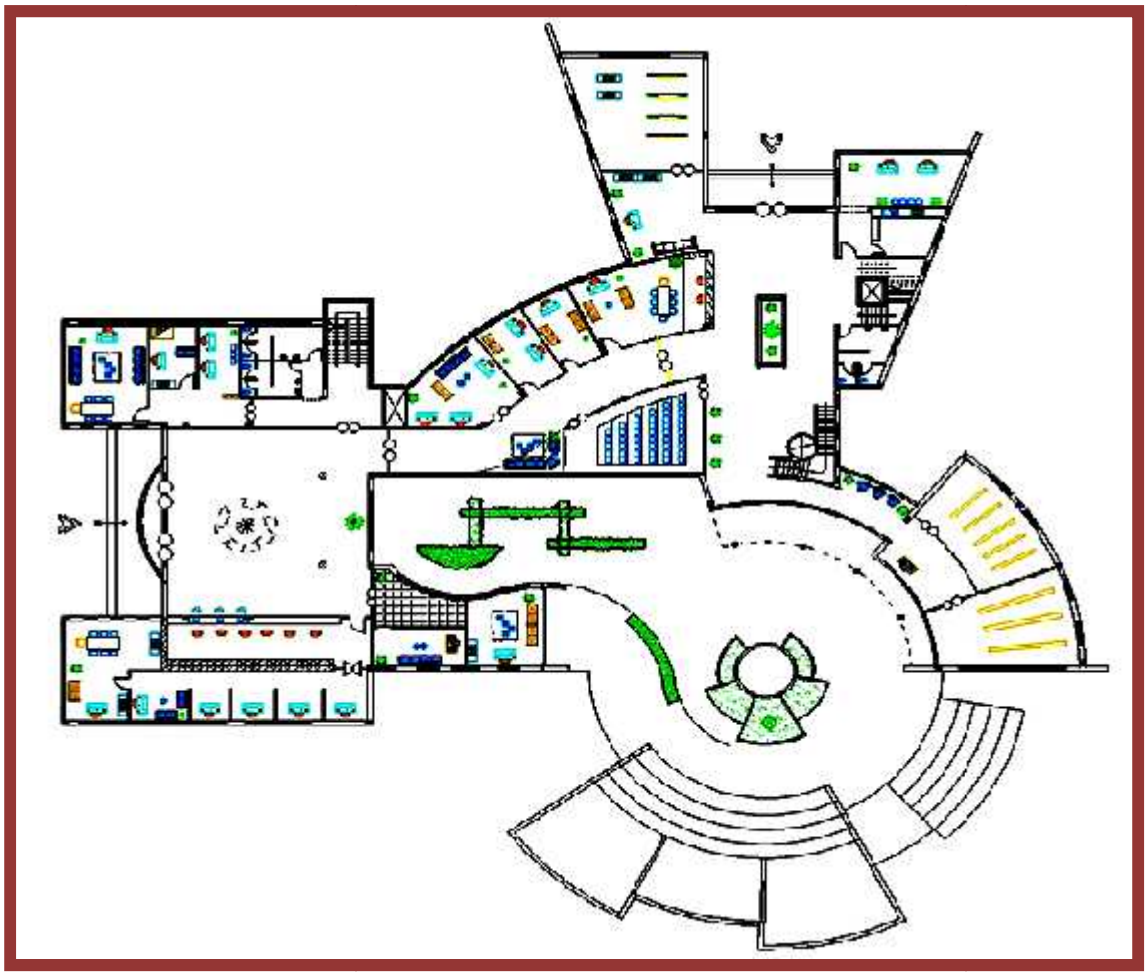


الشكل (٢-٣) : المسقط الافقي لطابق التسوية

٢) الطابق الارضي (مساحة = ١٢٥٢.٥ م^{٢}) : حيث يتكون من عدة اقسام ، كما هو مبين في جدول رقم (٢-١) مع المساحات المتوفرة لكل قسم ،والشكل (٢-٤) يوضح هذه الفراغات :

جدول (٢-١): توزيع الفراغات في الطابق الارضي

الرقم	الاستخدام	المساحة (م^{٢})
١	بهو الاستقبال الخارجي	١٦٠.٠
٢	الدائرة المالية	٩٧.٠
٣	دائرة التعليم المستمر	١٣٥.٠
٤	قاعة عرض	٤٣.٠
٥	دائرة التسجيل	١٢٧.٠
٦	مدقق الحسابات	١٥.٧
٧	مراقب مالي	٢٢.٦
٨	ارشيف التسجيل	٤٧.٠
٩	ارشيف المالية	٤١.٠
١٠	بهو الاستقبال الخارجي	١٠٠.٠
١١	غرفة امن	٢٥.٠
١٢	الديوان + سكرتارية	٨٧.٠
١٣	حمامات	٥٣.٠
١٤	مطبخ	١٨.٠



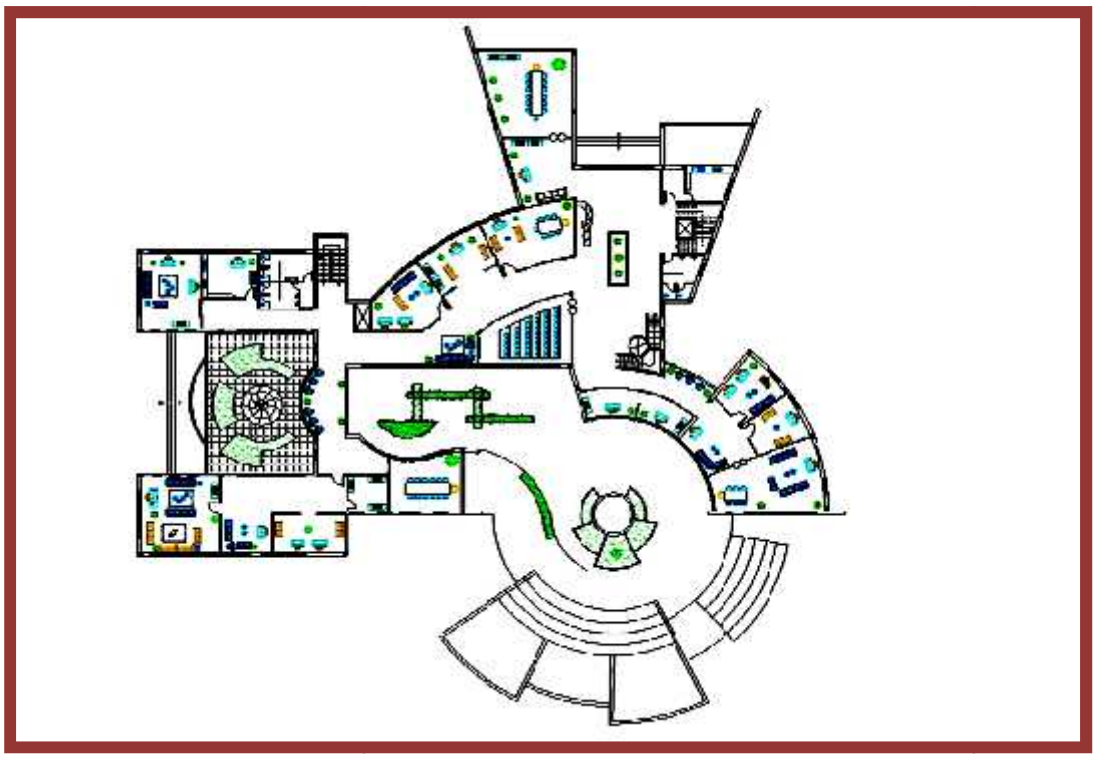
الشكل(٢-٤) : المسقط الافقي للطابق الأرضي

٣) الطابق الاول (مساحة = ١١٣٠.٠ م^{٢}) : حيث يتكون من عدة اقسام ، كما هو مبين في جدول رقم (٢-٢) مع المساحات المتوفرة لكل قسم ، والشكل (٢-٥) يوضح هـذه الفراغات :

جدول (٢-٢): توزيع الفراغات في الطابق الاول

الرقم	الاستخدام	المساحة (م^{٢})
١	جناح رئيس الجامعة	٣٣٥.٦
٢	دائرة العلاقات العامة	١٣٥.٠
٣	قاعة عرض	٤٣.٠

٤	قاعة اجتماعات + سكرتارية	٨٧.٠
٥	دائرة التخطيط والتطوير	١٤٠.٠
٦	مصلى	٢٥.٠
٧	مطبخ	١٣.٠
٨	حمامات	٢٩.٠

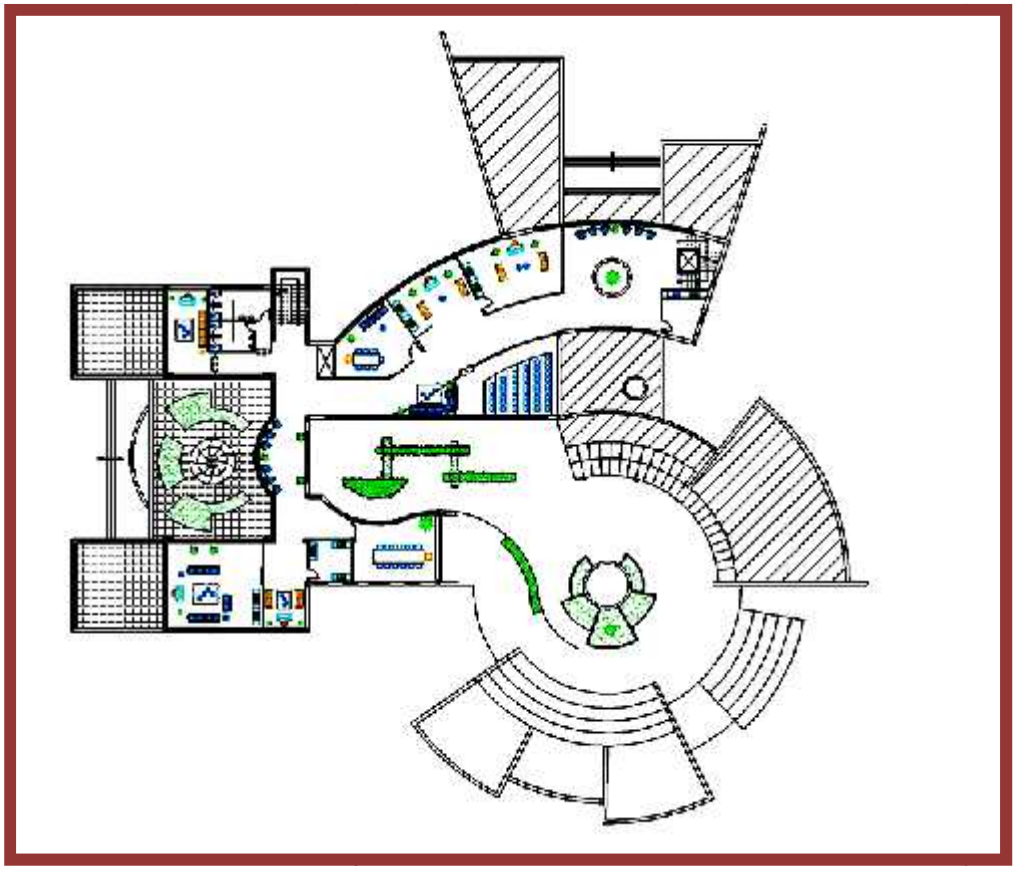


الشكل (٢-٥) : المسقط الافقي للطابق الأول

١) الطابق الثاني (مساحة = ٦٣٠.٢ م^{٢}) : حيث يتكون من عدة اقسام ، كما هو مبين في في جدول رقم (٢-٣) مع المساحات المتوفرة لكل قسم ، والشكل (٢-٦) يوضح هـذه الفراغات :

جدول (٢-٣): توزيع الفراغات في الطابق الثاني

الرقم	الاستخدام	المساحة (م ٢)
١	قسم نائب رئيس الجامعة (١)	١٤٢.٠
٢	قسم نائب رئيس الجامعة (٢)	٢٠٧.٥
٣	قاعة تدريب للموارد البشرية	٤٣.٠
٤	قاعة اجتماعات	٢٩.٨
٥	مكتب مشترك	٢٣.٨
٦	حمامات	٥٣.٠

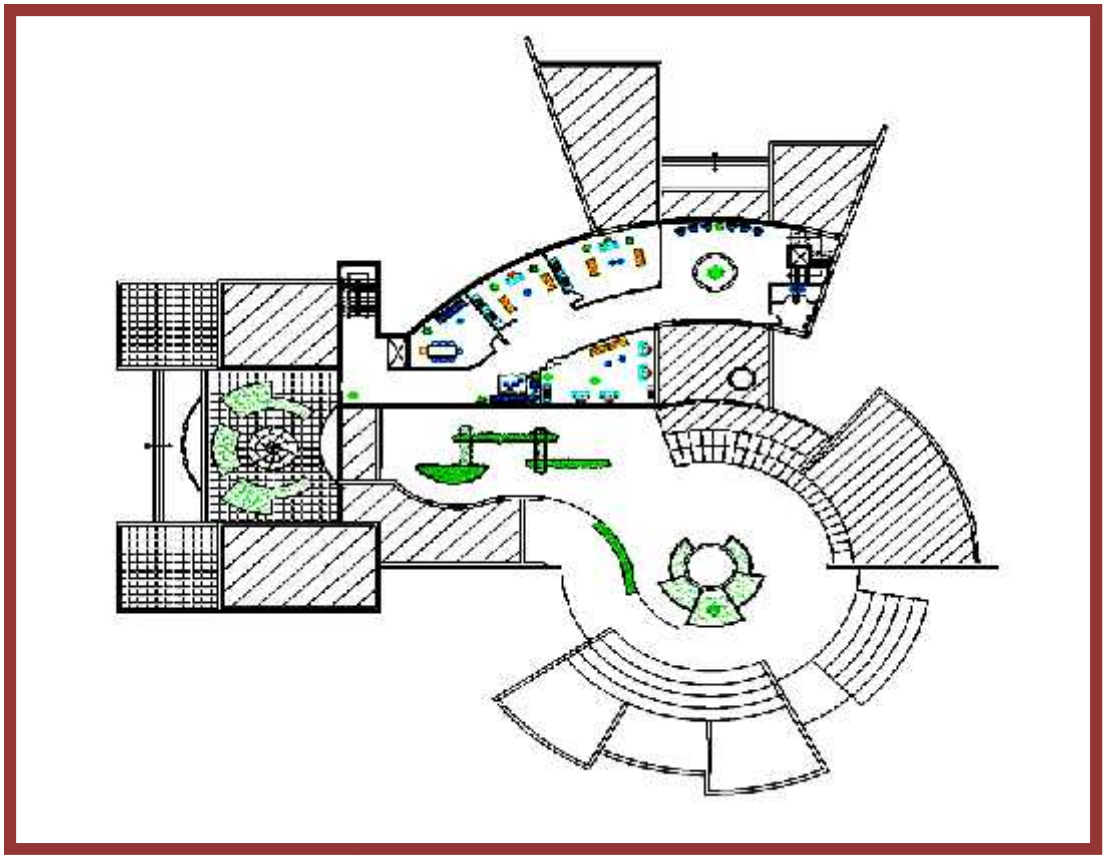


الشكل (٢-٦) : المسقط الافقي للطابق الثاني

٤) الطابق الثالث (مساحة = ٣٧٦.٩ م^{٢}) : حيث يتكون من عدة اقسام ، كما هو مبين في في جدول رقم (٢-٤) مع المساحات المتوفرة لكل قسم ، والشكل (٢-٧) يوضح هـذه الفراغات :

جدول (٢-٤): توزيع الفراغات في الطابق الثالث

الرقم	الاستخدام	المساحة (م ^{٢})
١	دائرة الموارد البشرية	١٣٥.٠
٢	مكاتب	٤٣.٠
٣	حمامات	٢٩.٠



الشكل (٢-٧) : المسقط الافقي للطابق الثالث

(٢-٨) الحركـ ـة

تقسم الحركات التي يتم من خلالها وصف الحركة التي تخص المبنى الى حركات خارجية اي من المبنى الى خارج المبنى بالاضافة الى الحركة داخل المبنى بنوعيها الرأسية والافقية ، كما سيتم سردها وتفصيلها كما يلي :

١) الحركة من خارج منبى الأدراة إلى داخله: وهي عبارة عن حركة موظفي الادراة والزوار وحركة العربات الخاصة بكل من الموظفين والزوار من خارج الجامعة ، وتقسم الى قسمين حركة من خارج الجامعة الى مبنى الادراة والاخرى من حرم الجامعة الى مبنى الادراة.

٢) الحركة داخل مبنى الإدارة (المدخل الرئيسي) :- وهي عبارة عن حركة أفقية تتم من خلال بهو رئيسي يعمل على التوزيع من خلال ممرات داخل الطابق الواحد، وتتوزع الاقسام المختلفة بشكل منتظم حسب المساحات المحددة ، وحركة عمودية وهي حركة الموظفين عبر الطوابق المتعددة من خلال أدراج ومصاعد .

٣) الحركة بين المبنى والفناء التابع للمبنى :- وهي الحركة من داخل المبنى الى فناء يتخلل المبنى اذ انه جزء لايتجزء من مبنى الادراة ، وهو فناء يحاكي الطبيعة في وجودة وتشكيلة اذ انه يحوي على مياه وازهار واماكن للجلوس مختلفة على شكل مقاعد خشبية اومجالس مشكلة على شكل مدرجات صممت فوق منطقة التسوية بسبب اختلاف مناسيب الارض التي يبنى عليها المبنى .

٤) ترتب الادراج والمصاعد بشكل يسهل عملية التنقل في الاتجاه العمودي للموظفين والزوار وبشكل مقسم ومناسب لجميع الاقسام التابعة لكل طابق ، حيث انه يوجد مصـــاعد وادراج رئيسية عند المدخلين الشرقي وهو الرئيسي والاخر الجنوبي ، بالاضافة للـــدرج الـــداخلي الذي يعمل على سهولة التنقل من طابق الى اخر ضمن نفس النطاق لهذا يعتبر علـــى انـــه درج مستقل عن الادراج الاخرى في الوظيفة وفي التصميم المعماري له .

(٢-٩) وصف الواجهات :

يظهر من خلال التصميم المعماري للواجهات وجود تداخل بين الطراز القديم والتكنولوجيا الحديثة في البناء، ويتمثل الطراز القديم في استخدام المواد الاولية كالحجارة المحلية بشتى انواعها ، اما ظهور التكنولوجيا الحديثة فتتمثل في استخدام الكتل الزجاجية المكونة من الالمنيوم والزجاج المعالج لمثل هذا الاستخدام، ليؤمن السلامة للمواطنين في حال تعرض للكسر ، بالاضافة الى ان التصميم المعماري المتبع في الواجهات يظهر الجمال المعماري بشكل هندسي بحيث ان التـــداخل في الواجهات الرأسي و الافقي منه يعطي الواجهات رونق و جمال مرموق .

كما و تتميز واجهات المبنى بالإطلالة ، وخاصة تلك القريبة من أشعة الشمس بالنهـــار، مما وفر إضاءة طبيعية جزئية للمبنى ، بالإضافة إلى ذلك أخذ بعين الاعتبار وجـــود بـــروزات للحفاظ على عنصر التهوية للمبنى وإبراز عنصر الجمال المعماري.

و يلاحظ في الواجهة الشمالية الموجودة في الشكل رقم (٢-٨) تدرج الكتل الاسطوانية و ارتباطها الانسيابي و المتشكل مع نهايات المبنى و يظهر قوة المدخل و دمج الطبيعة ضمن رواق

داخل حدود المبنى ، اضافة الى ذلك ان التدرج في اجزاء مختلفة من الواجهة بشكل متباعد يعطي الواجهات جمال جذاب .

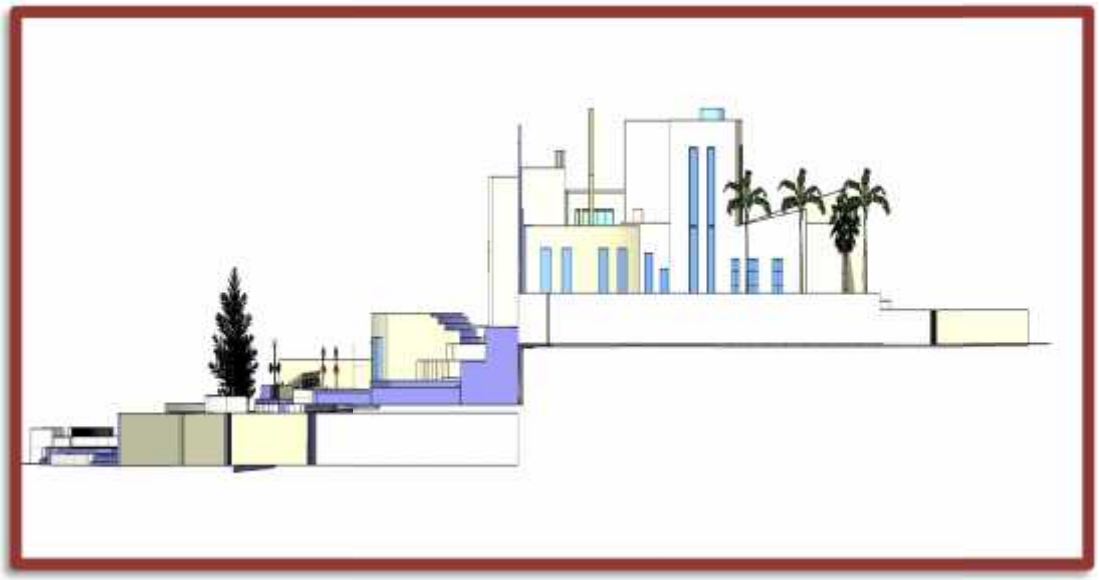
الشكل (٢-٨) : الواجهة الشمالية

يتبين من الواجهة الشرقية كما في الشكل رقم (٢-٩) تداخل الكتل المعمارية افقيا يضفي عليها تغير في الوظيفة المنشأة من اجلها اي تقسيم الواجهات حسب الاقسام المختلفة اذ يظهر المدخل بشكل قوي في منتصف الواجهة على جانبي الكتل المتشابهة لاغراض مختلفة ، كما ان تدرجها العمودي يجعلها منسجمة مع اختلاف مستويات الارض المجودة عليها .

الشكل (٢-٩) : الواجهة الشرقية

بالرجوع الى الشكل (٢-١٠) المرفق و الذي يمثل الواجهة الغربية نجد ان الواجهة تتميز بالتدرج العمودي الواضح بسبب الاختلاف الكبير في مناسيب الارض و بروز العناصر العمودية و الاسطوانية لغايات جمالية و الانشائية ، و كما تظهر النوافذ الزجاجية بشكل طولي .

نلاحظ من الشكل (٢-١١) و الذي يصف الواجهة الجنوبية التي يظهر فيها تداخل الكتل بعضها ببعض ، كما نلاحظ كبر حجم فتحات الشبابيك الزجاجية و ذلك للاستفادة من ضوء الشمس و حرارتها .



الشكل(٢-١٠) : الواجهة الغربية

الشكل(٢-١١) : الواجهة الجنوبية

(٢- ١٠) **مقاومة الحريق**:

إن مادة الخرسانة المكونة للمبنى هي من المواد التي تمتاز بمقاومة عالية للحريق، ولحماية قضبان التسليح في المبنى يتم وضع طبقة خرسانية لمقاومة الحريق ومنع وصول الحرارة لقضبان التسليح حتى لا تفقد خصائصها الفيزيائية مما يؤثر على قدرة تحملها.

(٢- ١١) **عزل الصوت**:

أصبح من الضروري مراعاة عزل الصوت في المبنى السكني وذلك باستخدام الجدران السميكة ، واستخدام الطوب المفرغ في الواجهات والعقدات الذي يعمل على عزل الصوت بشكل كبير ، بالإضافة إلى استخدام الشبابيك ذات الزجاج المزدوج.

النتائج والتوصيات

(٥-١) التوصيات .

(٥-٢) الاستنتاجات .

(1-5) التوصيات :

تم من خلال هذا المشروع القيام بتصميم مبنى إدراة جامعة بوليتكنك فلسطين المقترح في مدينة حلحول من الناحية الانشائية بعد الانتهاء من تصميمه معماريا ، بناء على المتطلبات والشروط اللازمة لتصميم مثل هذا النوع من المشاريع.

ويمكن تفصيل التوصيات التي تم أخذها بعين الاعتبار عند التصميم والتي يجب أن تؤخذ بعين الاعتبار عند التنفيذ أيضا على النحو التالي :-

١. كل من تقع عليه مسؤولية الإشراف أي كان طالب ام مهندس أن يكون له القدرة على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة و المعرفة الكافية في استخدام برامج التصميم على الحاسوب، أو حتى يتم التعامل مع أي عنصر إنشائي مستجد آو غير مأخوذ بالتصميم .
٢. تم اخذ العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار أثناء عملية التصميم و الطبيعة الجغرافية للموقع و تأثير القوى و الاحمال البيئية عليها .
٣. من اهم خطوات التصميم الانشائي معرفة كيفية الربط بين العناصر الانشائية المختلفة و علاقتها ببعضها البعض حتى يكون على معرفة تامة بكيفية انتقال والقوى في تلك العناصر، و من ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد و معرفة الطريقة المناسبة للتصميم .
٤. سوف يتم استخدام نظام (One Way ribbed slab & Tow Way ribbed Slab) في جميع الطوابق نظرا لطبيعة وشكل المنشأ كما تم استخدم عقدات (Solid Slab) لبيوت الدرج والمصاعد لأنها أكثر فعالية من عقدة الأعصاب في تحمل الأحمال

المركز (Concentrated Load)، كما تم استخدام جسور من نوع (T- Section) نظرا للأحمال الكبيرة في الطوابق بالإضافة للمسافات الكبيرة في البحور .

٥. ام بالنسبة لبرامج الحاسوب المستخدمة فقد تم استخدام برنامج (Atire & Prokon) في التصميم ومقارنة التسليح لكافة العناصر بعد أن تم حسابها يدويا .

٦. الاحمال الحية(Live Load) المستخدمة في المشروع كانت من كود الأحمال الأردني إذ أنها أخذت لجميع العناصر الإنشائية تساوي ٥٠٠كغم/متر مربع وذلك بسبب طبيعة استخدام المنشأ .

٧. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المهندس أو المصمم هي الحس الهندسي الذي يقوم من خلاله بتجاوز أي مشكلة ممكن أن تعترض المشروع بشكل مدروس ومقنع .

٨. لقد تم تصميم هذا المشروع لخمس طوابق (من غير طابق التسوية) ، بحيث يمكن إضافة أي طابق مستقبلا ، إذ انه من المقرر إنشاء المبنى في الوقت الحالي لأربع طوابق .

ويحتوي هذا المشروع بعد أن تم اتمامة (بحمد الله) على كامل المخططات التنفيذية اللازمة لتنفيذه في أي وقت ، ولكن على نفس المنطقة حتى لا تختلف ظروف التصميم .

(2-5) الاستنتاجات :-

لهذا المشروع دور كبير في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل مافيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم ونود هنا من خلال هذه التجربة إن نقدم مجموع من التوصيات نأمل بان تعود بالفائدة والنصح لمن خطط لان يختار مشاريع ذات طابع إنشائي .

ففي بداية الأمر يجب إن يتم تنسيق وتجهيز كامل المخططات المعمارية بحيث يتم اختيار مواد البناء والنظام الإنشائي للمبنى - اذ انه تم الانتهاء من هذه المرحلة في مقدمة المشروع- مع انه في غالب الأحيان في بلادنا يتم اختيار مبنى مقيد من الخرسانة المسلحة والواجهات الحجرية ، ذلك لان الأطر غير المكتفة والمقاومة للزلازل تحتاج لدقة و تفاصيل خاصة . وفي هذه المرحلة لابد من ان تتوافر المعلومات الكافية عن الموقع وتربة وقوة تحملها وذلك في تقرير جيو تقني خاص بتلك المنطقة ثم بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والاعمدة بالتوافق والتنسيق التام مع الجهة المعمارية ، ويحاول المهندس الانشائي في هذه المرحلة الحصول على اكبر قدر من الجدران الخرسانية المسلحة (**Shear Walls**) بحيث تكون موزعة بشكل منتظم او شبه منتظم في جميع ارجاء المبنى لتستخدم في مابعد في مقاومة احمال الزلازل وغيرها من القوه الافقية .

ويمكن تلخيص اعمال المشروع في مايلي :-

١) حساب الاحمال بنوعيها الميتة والحية التي يتعرض لها المنبى وعناصره المختلفة .
٢) تصميم العناصر الافقية من عقدات واعصاب وجسور وادراج ... الخ .
٣) تصميم العناصر الرأسية من اعمدة وجدارن .
٤) مراجعة كفاءة جدران القص مع العلم انه يفضل ان تكون هذه الجدران موزعة بانتظام في جميع ارجاء المبنى ، ولقد تم اختيار مواقع هذه الجدران في المشروع بشكل موزع بانتظام قدر الامكان ، وكذلك للاستفادة من وجود جدران خارجية وغيرها من الجدران الخراسانية المسلحة وذلك لمقاومة القوة الافقية من احمال زلازل وغيرها .
٥) تصميم الجدران الاستنادية (**Basement Walls**) الموجودة في المستودعات (**Basement Floor**).
٦) تصميم الاساسات بانواعها المختلفة : المفصلة ، المشتركة و المستمرة .

قائمة المصادر والمراجع

١) العربية :-

١. كودات البناء الوطني الأردني، كودة الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، ١٩٩٠م.

٢. حسن الرجبي ، "التصميم المعماري لمبنى الإدارة المقترح لجامعة بوليتكنك فلسطين" ، مشروع لمادة التصميم المعماري (٦)، جامعة بوليتكنك فلسطين ، الخليل ، فلسطين ، ٢٠٠٧م.

٣. كود البناء الفلسطيني للمباني الموفرة للطاقة.

4 .الدليل الإرشادي لتصميم المباني الموفرة للطاقة، وزارة الحكم المحلي.

2) English :-

1. Chu-kia Wang - Charies G.salmon , Reinforced Concrete Design , sixth edition , Addison Wesley Educational Publishers , America , 1998.

2. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-٢٠٠٥) AND Commentary Code (ACI 318M-99).

3. Uniform Building Code –volume.2-1997 .

4. Internet, yahoo search, Google search

الدراسة الإنشائية

(٣-١) مقدمة

(٣-٢) هدف التصميم الإنشائي

(٣-3) طرق التصميم الإنشائي :

(٣-٤) الأحمال

(٣-٥) القدلت

(٣-٦) الجسور

(٣- ٧) الأعمدة

(٣-٨) الجدران الحاملة (جدران القص)

(٣-٩) الأساسات

(٣-١٠) الجدران الاستنادية

(٣-١١)فواصل التمدد

(٣-١٢) برامج الحاسوب التي تم استخدامها

وصف العناصر الإنشائية:

(٣-١) مقدمة :

بعد الانتهاء من الوصف المعماري و التأكد من جميع المخططات المعمارية و جاهزياتها بشكلها النهائي يتم الانتقال إلى مرحلة جديدة يتم فيها دراسة جميع العناصر الإنشائية الموجودة ، وذلك للوصول للهدف المرجو من هذا المشروع وهو العمل على إيجاد التصميم الانشائي الملائم لكافة العناصر الإنشائية.

ففي هذا الفصل سنجري دراسة لمختلف العناصر الإنشائية من جسور و سوالع و أعمدة و قواعد و غيرها من العناصر الإنشائية ، و سنعمل على تحديد قيم الأحمال المختلفة التي يتعرض لها كل عنصر ، و نوع هذه الحمال من أحمال ميتة و أحمال حية و أحمال بيئية أخرى ،و سيتم ذلك وفقا للمقاييس و المواصفات و الكودات التي سنعمل على ذكرها لاحقا .

(٣-٢) هدف التصميم الإنشائي:

إن الهدف من عملية التصميم هو الحصول على نظام إنشائي كامل متكامل و متزن و له القدرة على تحمل الأحمال الواقعة عليه و القوى التي يتعرض لها ، و يلبي حاجة المستخدمين و الوظائف التي صمم لأجلها ، وبناءا على ذلك يمكن تحديد العوامل المؤثرة في عملية تصميم العناصر الإنشائية و اختيارها . والتي يمكن إيجازها فيما يلي :

- الكلفة الاقتصادية(Economy): و يتم تحقيق ذلك من خلال اختيار مواد البناء اللازمة و المناسبة لعملية الإنشاء و كذلك اختيار المقاطع ذات التكلفة المناسبة و الكافية للأغراض التي تستخدم بها .

- عامل الأمان(Safety Factor):وهو النسبة بين الأحمال التي تسبب الكسر أو الانهيار إلى حمل الخدمة أو التشغيل ، و يتم تحقيق عامل الأمان وذلك من خلال اختيار مقاطع العناصر الإنشائية القادرة على تحمل القوى و الأحمال التي يمكن أن تتعرض لها .

وتظهر أهمية معامل الأمان جلية في تحقيق التالي :

- بعض الأحمال التي تظهر في المستقبل وتكون خارج توقعات المهندس .
- الأمور التي تتعلق في المقاسات ومقاسات الأعضاء وأقطار قضبان التسليح وأماكنها التي حددها المهندس عند التصميم ولكنها لم تؤخذ بعين الاعتبار عند التنفيذ .

- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Service Ability): يعني ذلك تجنب حدوث أي هبوط زائد عن الحد المسموح به (Deflection) أو حدوث شقوق (Cracks) التي تسبب تشوه في العناصر الإنشائية .

(٣-3) طرق التصميم الإنشائي :

من المعلوم أن هناك طريقتان متبعتان لتصميم العناصر الإنشائية المختلفة والتي تستخدم أيضا في تصميم المباني الخراسانية

الطريقة الأولى:

وتعرف بطريقة اجتهادات التشغيل(W.S.D) (Working Stress Design Method) والتي تعتمد على طريقة المرونة ((Theory of Elasticity والمعروفة بنظرية الاجهادات ذات الخط المستقيم ، وهي متبعة في ألائحة الانجليزية والألمانية، إذ أن هذه النظرية تقوم على اعتبار أن الوزن

المعرض للعنصر الخرساني اقل من مقاومة العنصر الخرساني له على اختلاف أنواع العناصر الخراسانية ، ويأخذ بعين الاعتبار أن مقاومة الخرسانة تقل مع تقدم عمرها أما الأحمال فتبقى كما هي.

لذا أصبح على هذه الطريقة مآخذ حالت دون استخدامها على مدى طويل منها:

- أنها لم تأخذ الأحمال الحية ـ كما سيتم شرحها لاحقا ـ بعين الاعتبار.
- تعمل على تخفيض مستوى مقاومة الخرسانة مع مرور الزمن على العناصر الخراسانية أو العناصر الإنشائية.

الطريقة الثانية :

وتعرف بنظرية المقاومة القصوى (USDM) (Ultimate Strength Design Method) وهذه النظرية معروفة أيضا بطريقة التصميم بحالات الحدود القصوى ، ومسموح باستخدامها في كل من أميركا والمملكة المتحدة البريطانية ، وهذه الطريقة تقوم على مبدأ الزيادة في الأحمال والأوزان الواقعة على العناصر الخراسانية ولكن مقاومة الخرسانة تبقى ثابتة مع التغير والتقدم في الزمن ، لذا أصبحت هذه الطريقة هي الطريقة السائدة والرائجة في معظم بلدان العالم مثل أميركا والمملكة المتحدة البريطانية ومنها البلدان العربية مثل الخليج العربي الأردن وفلسطين وغيرها .. . والاعتبار الرئيسي التصميم بهذه الطريقة هو العزم المتكون من الأحمال على العناصر الإنشائية اقل أو يساوي العزم المقاوم له من نفس العنصر المبذول علية قوى.

(٣-4) الأحمال:

وهي جميع القوى و الأحمال الواقعة على المبنى و التي يمكن أن يتعرض لها . و من الضروري معرفة جميع القوى التي يتعرض لها المبنى و تحليلها و حسابها بدقة و ذلك لان أي خطأ في الحسابات سينعكس على عملية تصميم العناصر الإنشائية المختلفة ، و الأحمال المؤثرة في أي منشأ يمكن تقسيمه إلى أحمال رئيسية مباشرة وأحمال غير مباشرة (ثانوية) و سنتناول تفاصيل هذه الأحمال كما يلي :

٣-٤-١ الأحمال الرئيسية المباشرة (Main loads) و منها :

- الأحمال الميتة (Dead Load) : مثل أحمال العناصر الإنشائية نفسها .
- الاحمال الحية (Life Load) : و تنتج هذه الأحمال من طبيعة الاستخدام للمبنى إضافة إلى حمل السكان و الأثاث و الأغراض المختلفة المستخدمة في المباني .
- الاحمال البيئية : الناتجة من الطبيعة ، من أحمال الرياح و الزلازل و الثلوج .

حيث تدخل هذه الأحمال في عمليات الحساب و التصميم للعناصر الإنشائية بشكل رئيسي و أساسي و يمكن توضيح كلا منها **كما يلي :**

٣-٤-١-١ الأحمال الميتة (Dead Load):

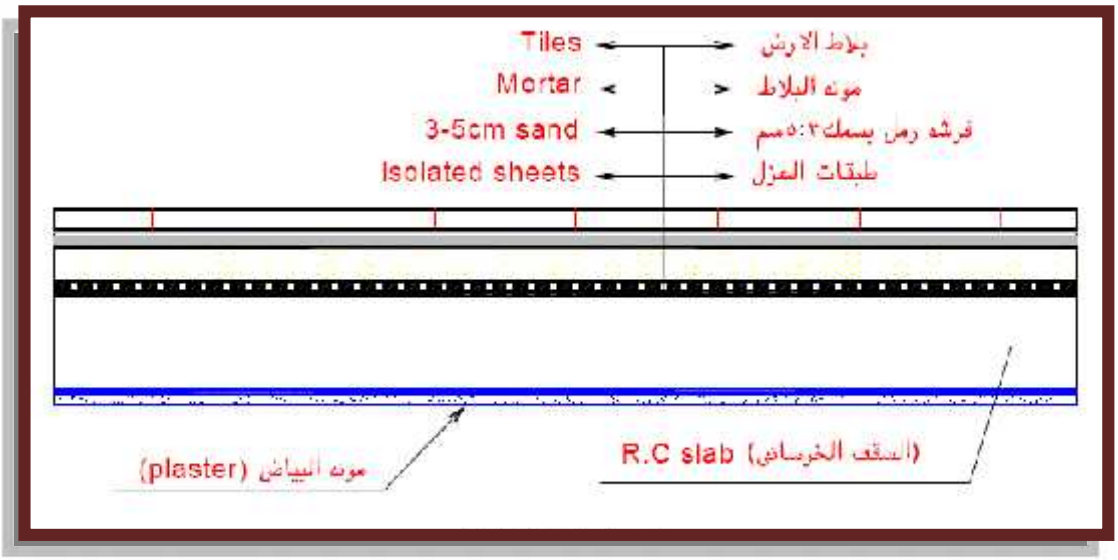
وهي القوى الدائمة الناتجة عن قوى الجاذبية الأرضية وهي قوى ثابتة من حيث الموقع و المقدار و لا تتغير بزيادة عمر المنشأ ، و تنتج هذه القوى من أوزان العناصر الإنشائية المختلفة المكونة للمبنى ، إضافة إلى أوزان العناصر المرتكزة عليه بشكل دائم كالقواطع ، و كذلك أي عنصر ملاصق للمبنى بصورة دائمة .

و يتم حساب و إيجاد قيم الأحمال الميتة من خلال معرفة الكثافة النوعية للماد المستخدمة في تصنيع العناصر الإنشائية ومعرفة إبعاد تلك العناصر ، و تتكون هذه العناصر في اغلب الأحيان من : الخرسانة المسلحة أو الخرسانة العادية (غير المسلحة) ، و الطوب ، و الحجر الذي يستخدم في الواجهات الخارجية ، و القصارة ، و مونه البلاط ، و البلاط ، ومواد التشطيب ، اضافة إلى الديكورات الخاصة بالمبنى من أعمال جبس كالأسقف المعلقة . و يبين الجدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة في تصميم العناصر الإنشائية المختلفة :

جدول (٣-١) يبين الكثافة النوعية للمواد المستخدمة.

NO.	Material	Quality density
1.	Tile	22 KN/ m^3
2.	Sand	20 KN/ m^3
3.	Concrete panel	25 KN/ m^3
4.	Block	9 KN/ m^3
5.	Plaster	22 KN/ m^3
6.	Partition	1.٢٥ KN/ m^2

والشكل (٣-١) يبين المواد المستخدمة في حساب العناصر التي يتم حسابها على أساس أنها أحمال دائمة عند حساب وزن العقدة (البلاطة) كما في الشكل التالي:



الشكل (٣-١) : تفصيلة عقدة المتبعة في اخذ الأحمال الميتة

٣-٤-١-٢الأحمال الحية (Life Load):

وهي الأحمال المتغيرة القيمة بتغير موقع و استخدام المبنى ، و تتفاوت قيم الأحمال الحية حسب طبيعة المبنى و استخدامه فهي يمكن أن تكون موجودة أو غير موجودة ، ويكمن تصنيف الأحمال الحية على النحو التالي :

a. أحمال حية استاتيكية وهي تلك الأحمال التي يمكن نقلها من مكان إلى أخر مثل أثاث البيوت والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة والمواد المخزونة .
b. أحمال الأشخاص شريطة اخذ بعين الاعتبار نوع المنشئ إذ انه يختلف الوزن من مبنى إلى أخر.
c. أحمال قد يتعرض لها المنشأ أثناء التنفيذ مثل أحمال الشداة والأوناش والمعدات المستخدمة .

وتحديد قيم الأحمال الحية يعتمد على طبيعة المنشأ و استخدامه من مباني تجارية ، و تعليمية ، و سكنية و غيرها ، و يوجد جداول تبين قيم الأحمال الحية لكل منشأ حسب طبيعة استخدامه يمكن من خلالها معرفة قيم الأحمال الحية لكل مبنى .

و يبين الجدول (٣-٢) قيم الحمال الحية الواقعة على كل عنصر اعتمادا على الكود الاحمال الأردني :

جدول(٣-٢) الأحمال الحية لعناصر المبنى.

الرقم	نوع المنشأ	الاحمال الحية (KN/m^2)
١	مباني سكنية	
	• الغرف السكنية	٢
	• السلالم	٣.٥
٢	المباني الإدارية	
	• المكاتب	٣
	• السلالم	٤
	• غرف التخزين	٥ـ١٠
٣	المدارس	
	• الفصول الدراسية	٣
	• السلالم	٤
	• المكتبات	٥
٥	القاعات والصالات	
	• القاعات ذات المقاعد الثابتة	٥
	• القاعات بدون مقاعد ثابتة	٦
٦	المحلات التجاري	
	• المحلات الصغيرة	٥ أو أكثر
	• المحلات الكبيرة	١٠ أو أكثر
٧	المكتبات	
	• غرف الاطلاع	٤
	• غرف حفظ الكتب	١٠

٣-٤-١-٣الأحمال البيئية :

وهي الأحمال المتغيرة من حيث الوقع و المقدار ، و تشتمل الأحمال البيئية على أحمال الرياح و الثلوج و الزلازل إضافة إلى أحمال التربة ، و هنالك عدة عوامل تؤثر على قيم هذه الحمال مثل السرعة و ارتفاع المبنى و موقعه ، فأحمال الرياح مثلا تزداد بزيادة ارتفاع المبنى و موقعه ، كذلك أحمال الرياح تزداد بزيادة سرعة الرياح . و هنالك عوامل أخرى مؤثرة على قيم هذه الأحمال .

i) أحمال الرياح :

وهي قوى متغيرة المقدار والاتجاه ، وتتغير بتغير موقع المبنى و ارتفاعه حيث أن قيمة أحمال الرياح لمبنى مكشوف تختلف عنها لمبنى محاط بمباني مرتفعة ، و كذلك وجود المبنى في منطقة مرتفعة يختلف عن وجوده في منطقة منخفضة .

و تؤثر أحمال الرياح بقوى أفقية على المنشأ ، وتعتمد قيم أحمال الرياح على سرعة الرياح التي تسجل من قبل دائرة الأرصاد الجوية إضافة إلى مقدار المساحة التي تواجهها من المبنى لا، و سيتم اعتماد الكود الأردني لتحديد أحمال الرياح الأفقية . و استنادا إلى المعادلات التالية يتم حساب أحمال الرياح :

$$q = 0.613 (vz^2)$$

حيث أن :

q : الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الأرض المحيطة و الوحدة (KN/m^2)

Vz : السرعة التصميمية للرياح (m/s)

$$Vz = V1 * S1 * S2* S3$$

S1 : معامل طبوغرافية الأرض و يحدد من خلال جدول رقم ١٣ من الكود الأردني

S2 :معامل وعورة الأرض و يحدد حسب ما ورد في الجدول رقم ١٤

S3 : معامل إحصائي و يحدد حسب ما ورد في الجدول رقم ١٥

و بالرجوع إلى الكود الأردني تكون هذه المعاملات كالأتي :

S1 = 0.9…….TABLE13

S2 = 1.02…..TABLE14

S3 = 1……..TABLE15

V= 35m / s

Vz = 35*0.9*1.02*1 = 32.13 m / s

q = 0.613*(32.13)2 = 0.63282 KN / m2

ii) أحمال الثلوج :

يتم حساب أحمال الثلوج و ذلك اعتمادا على ارتفاع المنطقة التي سيبنى عليها المنشأ ، ومن ثم نستخدم المعادلات التي تعتمد على ارتفاع المنطقة و ذلك حسب الكود الأردني كما في الجدول التالي :

جدول(٣-٣) أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر

الارتفاع عن سطح البحر(م) (h)	أحمال الثلوج (KN/m^2)
h < 250	0
250 < h < 500	(h-250) / 100
500 < h < 1500	(h-400) / 400
1500 < h < 2500	(h-812.5) / 250

و بالرجوع إلى المعادلات المجودة في الجدول وعلى اعتبار أن ارتفاع المنطقة التي يوجد فيها المنشأ عن سطح البحر هو (١٠٢٧م) يتم حساب حمل الثلج كما يلي:

SL= (h-400)/400

= (1027- 400) / 400

= 1.567 KN / m2

وبما أن قيمة الأحمال الحية تفوق قيمة أحمال الثلوج سيتم إهمال الأحمال الناتجة عن الثلوج و اعتماد الأحمال الحية.

iii) احمال الزلال :

و هي أحمال رأسية و أفقية تؤثر على عناصر المبنى المختلفة ، و يتولد نتيجة هذه القوى عزوم على على المنشأ و من هذه العزوم ، عزم الانقلاب إضافة إلى عزم اللي ، و تقاوم القوى الأفقية (قوى القص) بجدران القص و هي إحدى العناصر المكونة للمنشأ ، و سنيتم اعتماد الكود الأردني في حساب القوى الناتجة عن الزلازل .

٣-٤-٢ الأحمال الثانوية – غير المباشرة (Secondary loads) :

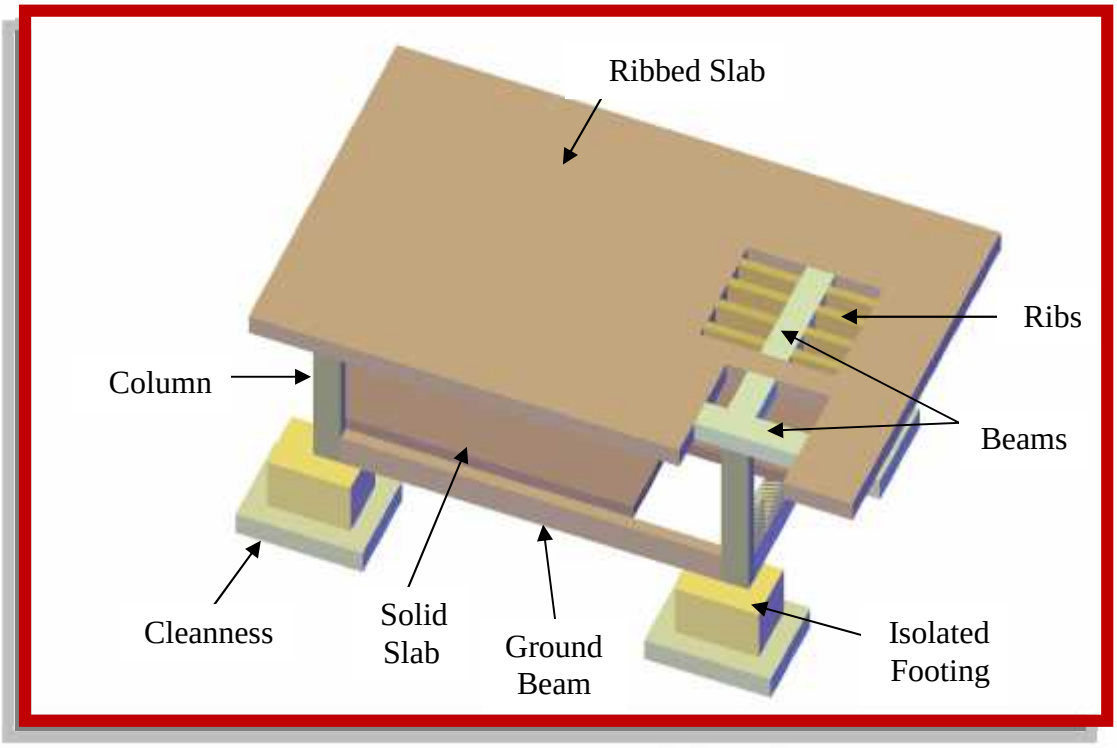
و تشتمل هذه الأحمال على أحمال التأثير الحراري ، و انكماش الجفاف للخرسانة ، و هبوط التربة ، و يمكن مقاومة هذه الأحمال في حال وجدت بتوفير فواصل تمدد تقاوم هذه الأحمال ، و عادة تستخدم هذه الفواصل في المباني الطويلة الممتدة أفقيا .

العناصر الإنشائية :

إن أي منشأ أو مبنى يتكون من مجموعة من العناصر الإنشائية المختلفة و التي ترتبط مع بعضها بشكل يمكنها من مقاومة الأحمال التي تتعرض لها و نقل هذه الأحمال إلى الأرض حيث أن أي منشأ يتكون من جسور و أعصاب و أعمدة و قواعد بأشكال متعددة و جدران قص و عقدات بأنواعها المختلفة و جدران استنا دية و غيرها من العناصر الإنشائية المختلفة ، و سيتم توضيح هذه العناصر و كيفية نقل الأحمال بين هذه العناصر كما في الشكل الأتي :

كما نلاحظ من الشكل فان أرضية الطابق الأرضي عبارة عن عقدة مصمتة (Solid Slab) تقوم بنقل الأحمال الواقعة عليها الى الجسور(Beams) ، حيث إن بحور العقدة تكون متحدة مع الجسور، و من ثم تنتقل الأحمال من الجسور إلى الأعمدة (Columns) ، و من ثم تقوم الأعمدة بنقل الأحمال إلى الأساسات (Footings) ، و كما ان هنالك نوعان من القواعد (قواعد منفصلة و قواعد مستمرة) .

كذلك نلاحظ في الشكل(٣-٢) أن سقف الطابق الأرضي مكون من عقدة أعصاب (Joist-Slab) ، حيث أن هذه الأعصاب تقوم بنقل الأحمال الواقعة على العقدة إلى الجسور ، ومن ثم تنقل الأحمال إلى الأعمدة ، ومن ثم تنتقل تلك الأحمال إلى الأساسات ، فتقوم الأساسات بتوزيع الأحمال المنقولة إليها على التربة بشكل منتظم .



الشكل (٣-٣): تركيب وتوزيع العناصر الإنشائية في المنشئ الخرساني

فكما لاحظنا في الشكل السابق فان أي منشأ يتكون من مجموعة من العناصر الإنشائية المتحدة و التي تكون هيكلية المبنى ، و يمكن توضيح كل عنصر من هذه العناصر كما يلي :

(3-5) العقدات :

و هي عبارة عن عناصر إنشائية تعمل على نقل الأحمال الواقعة عليها و القوى التي تتعرض لها إلى الجسور المتحدة معها ، و من ثم إلى الأعمدة و الجدران الحاملة ، و هنالك عدة أنواع من العقدات المستعملة في المنشآت، و من هذه الأنواع ما يلي:

١) البلاطات المصمتة (Solid Slabs) ، وهي عقدات ذات اتجاه تحميل واحد أو اتجاهين و ذلك حسب إبعاد البحر .
٢) البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) ، وهي أما ذات اتجاه تحميل واحد أو اتجاهين .
٣) البلاطات المصمتة ذات الأعصاب (Waffle Slabs) ، و هي كذلك أما ذات اتجاه تحميل واحد أو اتجاهين .
٤) البلاطات المسطحة (Flat Slabs) .
٥) البلاطات مسبقة التجهيز (Pre-cast Slabs) .

و نتيجة لتعدد الأغراض في مبنى الإدارة ، سنستخدم نوعين من العقدات في عملية التصميم ،و هي كالتالي :

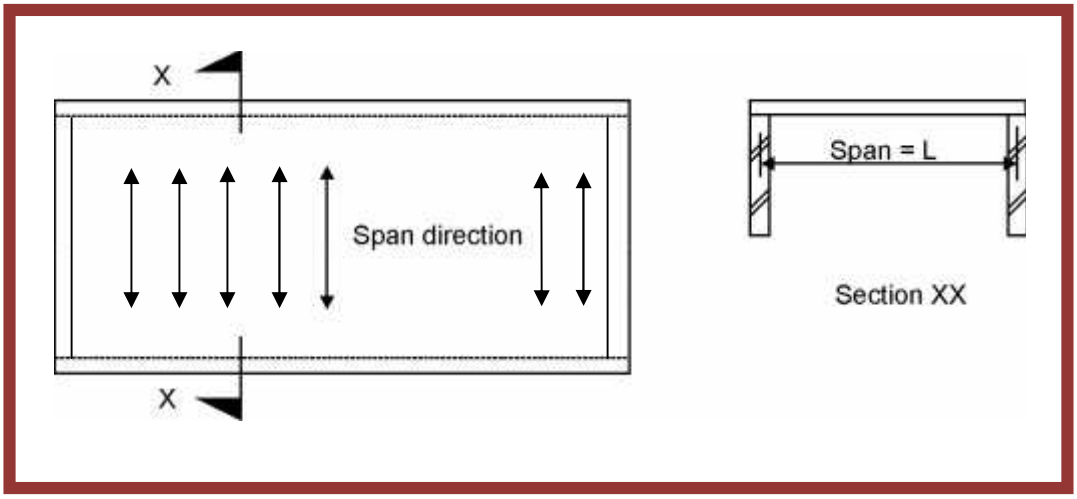
العقدات المصمتة ذات اتجاه تحميل واحد و ذات اتجاهين
(One way & Tow way Solid Slabs) .

عقدات الأعصاب ذات اتجاه تحميل و ذات اتجاهين
(One way & Tow way Ribbed Slabs) .

٣-٥-١ العقدات المصمتة (Solid Slabs) :

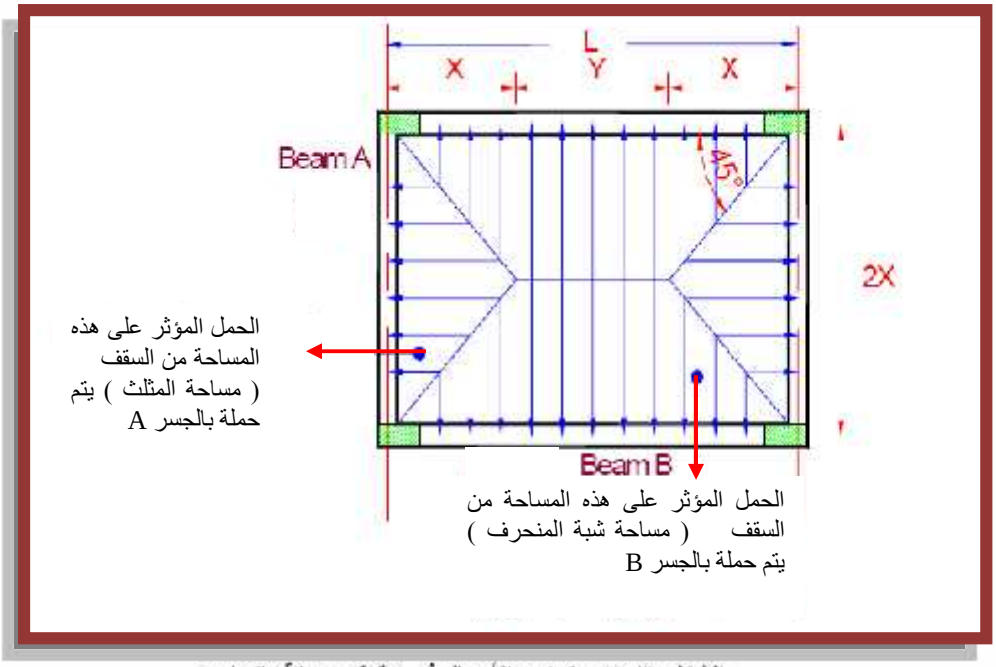
يمكن تقسيم هذا النوع من العقدات إلى نوعين ، ويعتمد ذلك على اتجاه التحميل ، فهي أما بلاطة مصمتة ذات اتجاه تحميل واحد اذا كان طولها على الأقل اكبر من ضعفي العرض ، و أما أن تكون ذات اتجاهين تحميل اذا كان طولها اقل من ضعفي العرض ، و تتميز عقدة البلاطة المصمتة عن عقدة البلاطة المفرغة بان لها القدرة الأكبر على تحمل القوى المركزة التي يمكن أن تتعرض لها العقدة ، كما أن مقاومته للهبوط اكبر منها في العقدات المفرغة .

و يوضح الشكل (٣-٣) العقدات ذات اتجاه تحميل واحد ، حيث تتوزع الأحمال في الاتجاه الأقصر كما تشير الأسهم :



الشكل (٣-٣) : توزيع الأحمال في عقدة مصمتة باتجاه واحد

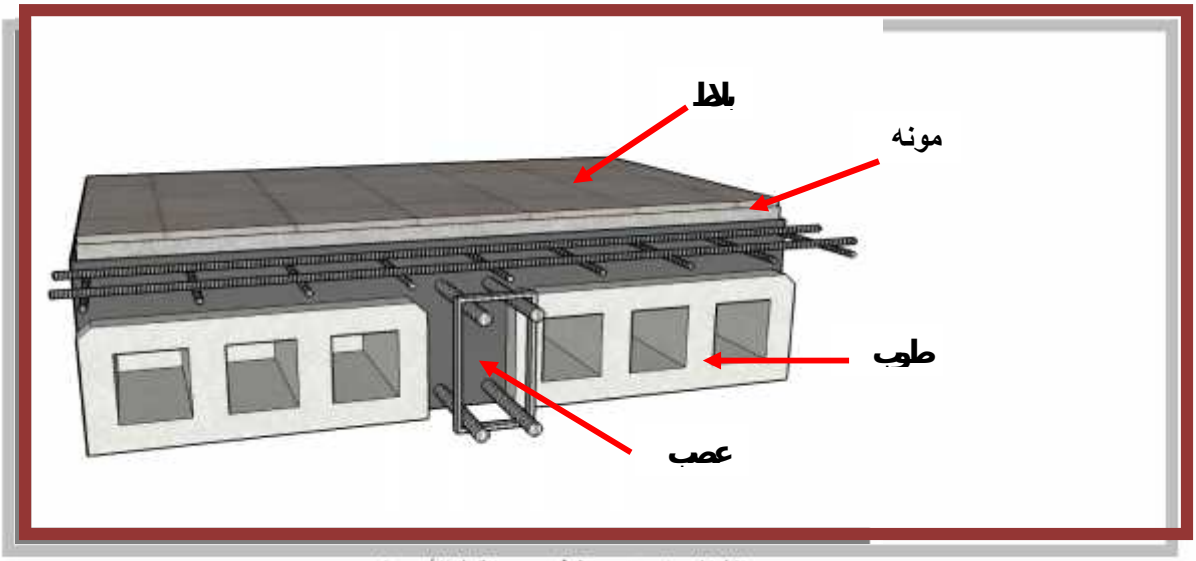
و يوضح الشكل (٣-٤) العقدات ذات اتجاهين تحميل ، حيث تتوزع الأحمال في الاتجاهين ولكن تتوزع الأحمال في الاتجاه الأقصر اكبر من الاتجاه الطولي كما تشير الأسهم في الشكل التالي :



الشكل (٣-٤) : توزيع الأحمال في عقدة مصمتة باتجاهين

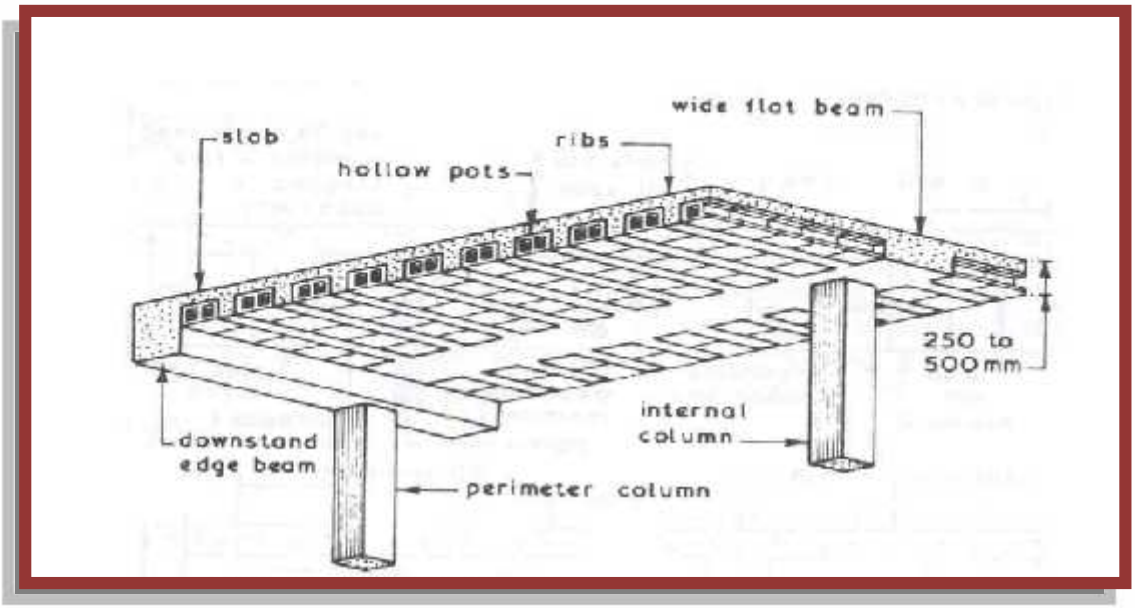
٣-٥-٢ عقدات الأعصاب :

و تستخدم هذه العقدات عادة في حال الجسور المسحورة عندما يراد تغطية مساحات بدون جسور ساقطة ، و عادة ما يتراوح طول البحر الذي تستخدم فيه عقدات الأعصاب بدون جسور ساقطة ما بين ٥ – ٧م، والشكل (٣-٥) يوضح تفصيلة عقدات الأعصاب بما تحويها من أعصاب وطوب وماهو محمول على هذه العقدات بالإضافة إلى طريقة توزيع الحديد داخل هذه العقدات :-

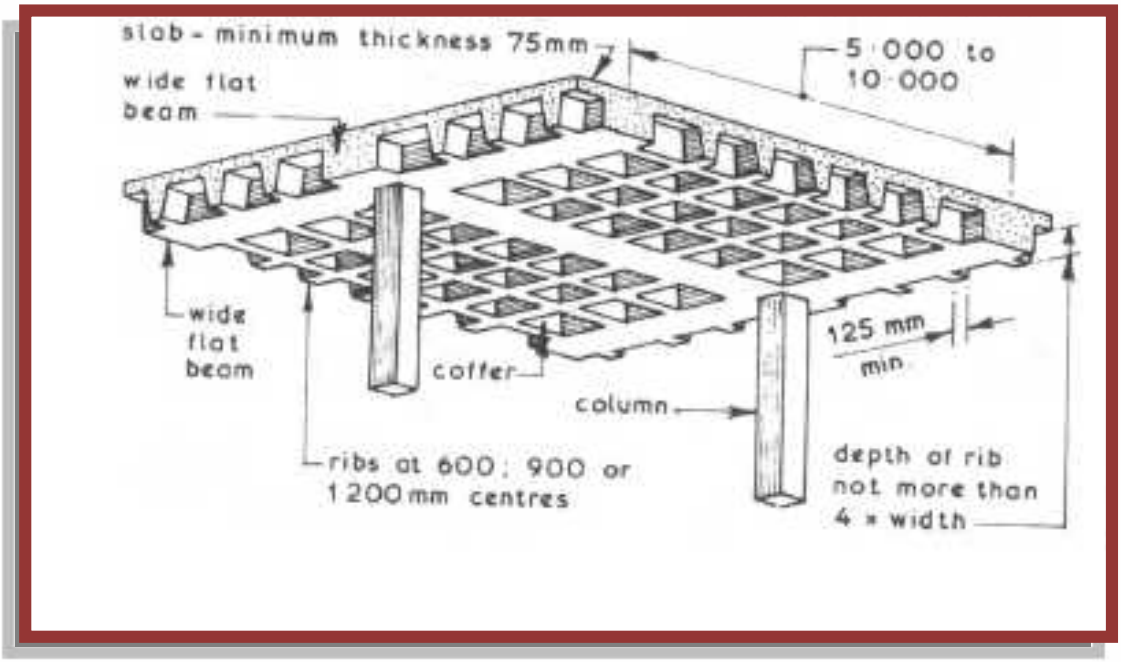


الشكل (٣-٥) : مقطع من عقدة الأعصاب

وهناك نوعين ففي هذه الحالة إما نستخدم عقدة أعصاب ذات اتجاه تحميل واحد أو ذات اتجاهين تحميل ، كما في الشكلي (٣-٦) و(٣-٧) على التوالي: -



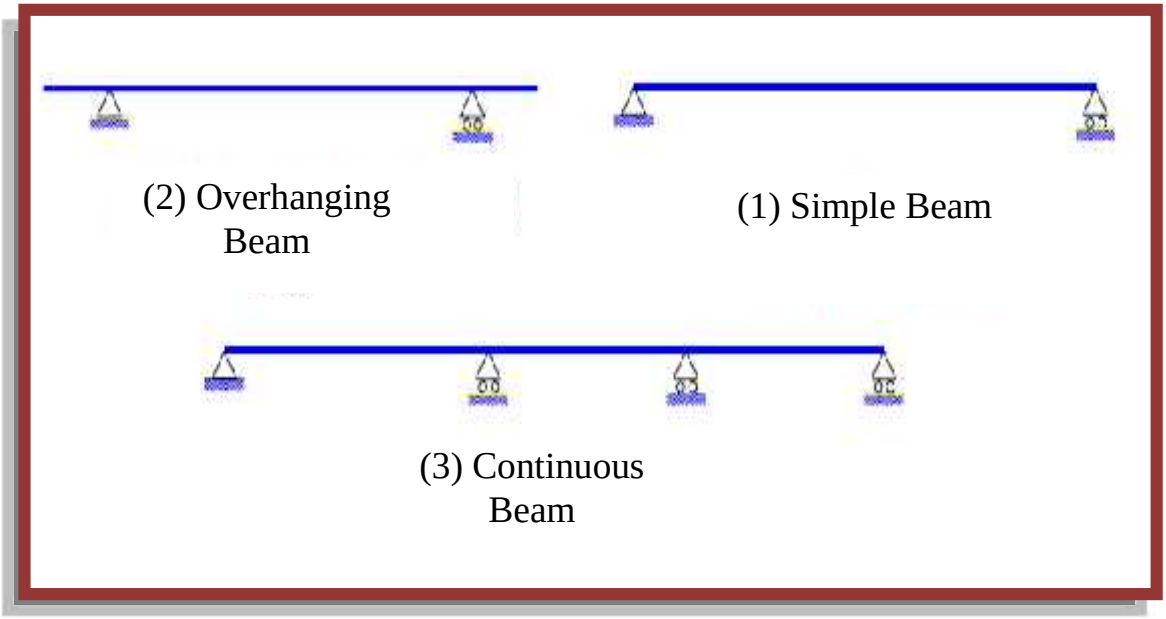
الشكل (٣-٦) : عقدة الأعصاب ذات اتجاه واحد



الشكل (٣-٧) : عقدة أعصاب ذات اتجاهين تحميل

(6-٣) الجسور:

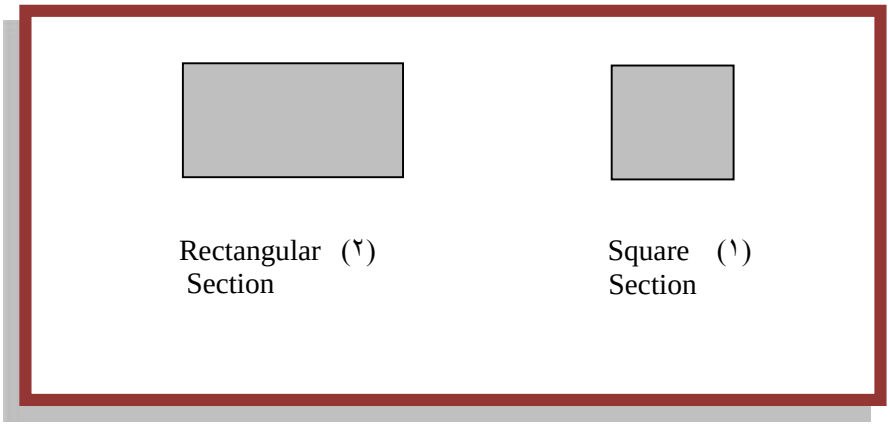
تعتبر الجسور من أهم العناصر الإنشائية التي تعمل على نقل الأحمال ، ففي العقدات المصمتة تقوم بنقل الأحمال من العقدة إلى الأعمدة ، كذلك تنقل الأحمال في العقدات ذات الأعصاب من الأعصاب و من ثم إلى الأعمدة ، والشكل (٣-٨) يوضح أنواع الجسور إنشائيا :



الشكل(٣-٨) : تقسيم الجسور إنشائيا

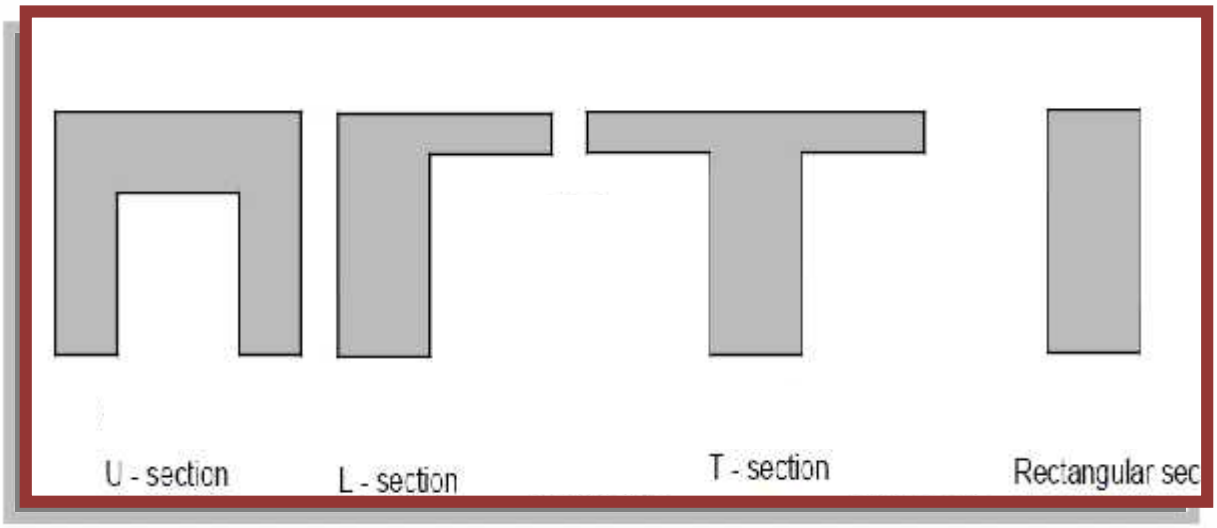
أما بالنسبة لموقع الجسور في العقدات فهي تتبع حسب البحور المختلفة لذلك تم تقسيمها قسمين ، كما هو مفصل في النقاط التالية :

- **الجسور المحورة :** وهي جسور تكون مع مستوى العقدة (مخفية في العقدة) و تستخدم عادة في العقدات ذات البحور التي تتراوح أطوالها ما بين (٥-٧م) ، كما في الشكل (٣-٩)



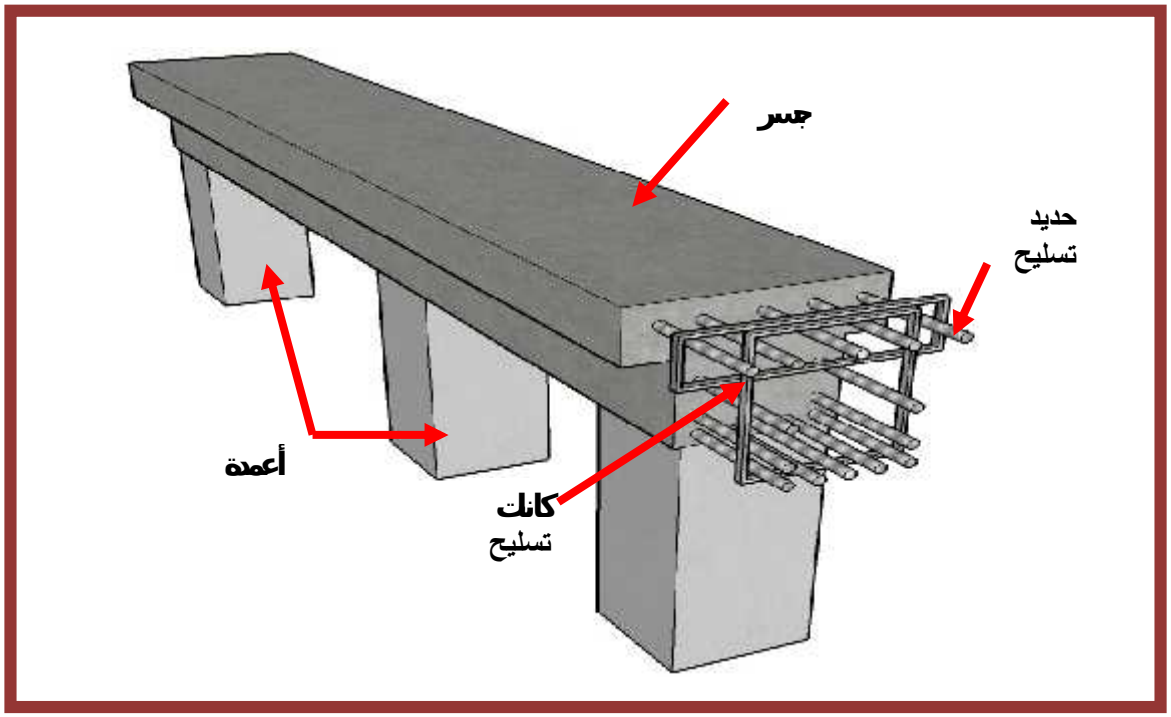
الشكل(٣-٩) : مقطع في جسور

- **الجسور الساقطة (المدلاة) :** وهي الجسور التي تبرز عن العقدة من الأسفل ، وتستخدم في حال العقدات ذات البحور الطويلة ، وهي عدة أنواع يمكن تفصيلها كما في الشكل (٣-١٠) : -



الشكل (٣-١٠) : مقاطع في جسور

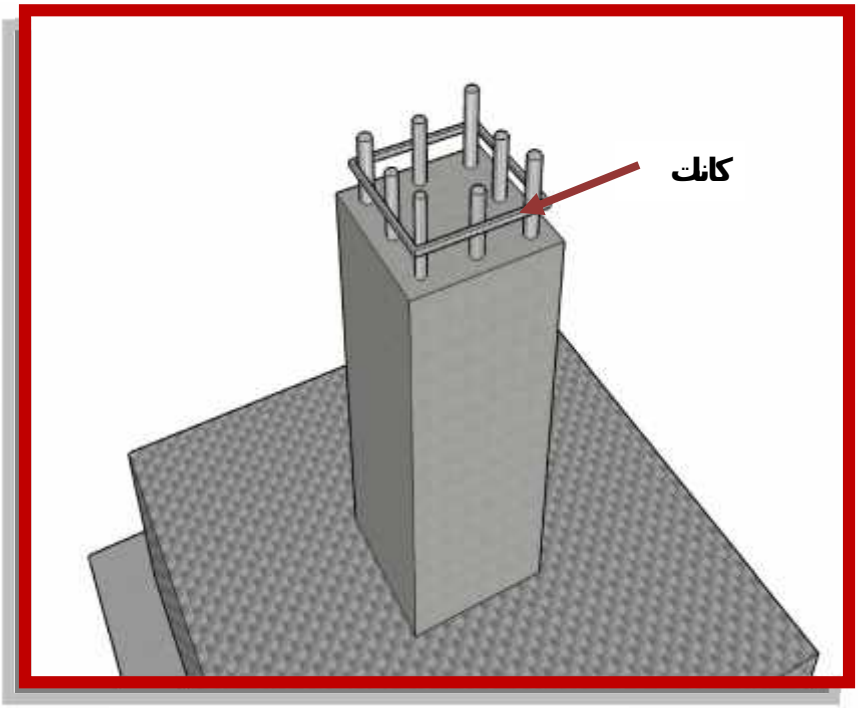
و يبين الشكل (٣-١١) جسر طولي على شكل حرف (T) :



الشكل (٣-١١) : جسر طولي على شكل حرف (T)

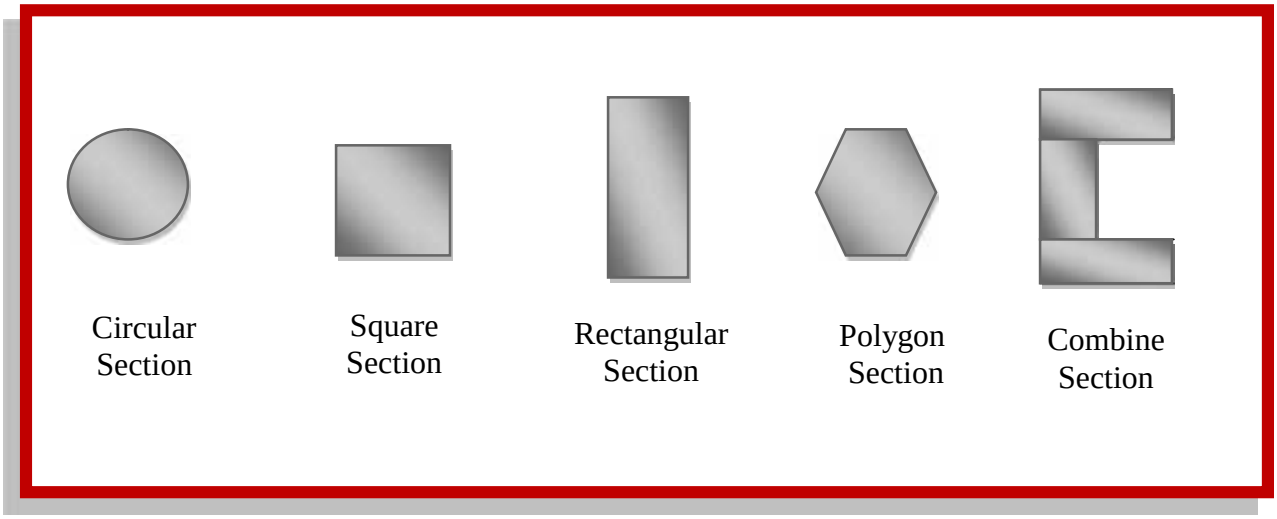
(3-7) الأعمدة :

يمكن تعريف الأعمدة بأنها تلك العناصر الإنشائية التي تعمل على نقل الأحمال من البلاطات عن طريق الجسور إلى الأساسات و بشكل عام يعرف العمود بأنه العضو الذي يزيد ارتفاعه في اتجاه قوة الضغط عن خمسة أمثال البعد الأصغر للقطاع ، ولا يزيد اكبر بعد للقطاع عن خمسة أمثال البعد الأصغر في القطاعات المستطيلة ، كما في الشكل (٣-١٢) : -



الشكل (٣-١٢) : عمود ذو مقطع مربع

ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة ، فمنها ما هو مستدير و منها المضلع أو المكون من قطاعات مركبة من مستطيلات بحيث لا يزيد الطول في أي اتجاه لكل مستطيل عن خمسة أمثال العرض لهذا المستطيل ، وإلا اعتبرت هذه الأعضاء حوائط خرسانية و يبين الشكل (٣-١٣) مقاطع بعض أنواع الأعمدة .



الشكل (٣-١٣) : مقاطع لأعمدة مختلفة

و تعتبر الأعمدة العنصر الإنشائي الرئيسي في نقل الأحمال الواقعة على العقدات ، حيث تقوم بنقل الأحمال من العقدات و الجسور إلى الأساسات ، حيث أن الأعمدة مع باقي العناصر الإنشائية متحدة تشكل هيكل المنشأ ، و تساعد على ثبات المبنى لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل و توزيع الأحمال الواقعة عليها . و يمكن تقسيمها من حيث مقاومتها للقوى الأفقية إلى قسمين (الأعمدة المقيدة و الأعمدة غير مقيدة) .

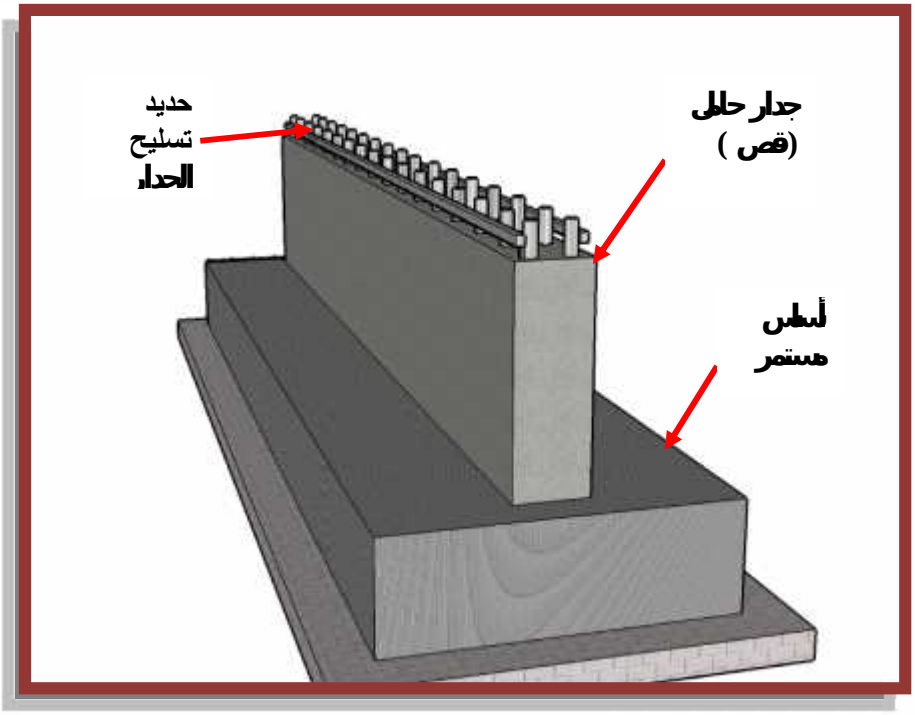
الأعمدة المقيدة و غير المقيدة (Braced & Un-braced Columns) :

تعتبر الأعمدة مقيدة في اتجاه معين إذا كانت الأحمال الأفقية المؤثرة على الأعمدة في هذا الاتجاه تقاوم بأكملها بواسطة أعضاء خاصة مثل حوائط القص (Shear Walls) أو الأعمدة المرتبطة بشكالات أو مستندة إلى أكتاف خرسانية ، هذا و تعتبر الأعمدة غير مقيدة بخلاف ذلك ، أي إذا كانت الأعمدة في اتجاه معين هي التي تقاوم الأحمال الأفقية المؤثرة عليها .

(٣-8) الجدران الحاملة (جدران القص) :

وهي عناصر إنشائية حاملة مقاومة للأحمال و القوى الأفقية و العمودية الواقعة عليها ، و تستخدم جدران القص بشكل أساسي لمقاومة القوى الأفقية الناتجة عن أحمال الزلازل و أحمال الرياح ، و تسلح جدران القص بطبقتين من الحديد و ذلك لزيادة مقاومتها للأحمال الأفقية ، و يجب أن تتوافر جدران القص في الاتجاهين ، كما يجب أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه و مركز ثقل المبنى اقل ما يمكن أن يكون و أن تكون هذه الجدر كافية لمنع أو تقليل عزوم اللي و أثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية ، وعادة ترتكز جدران القص على أساس مستمر يتم تحديد إبعاده حسب القوى العمودية والأفقية القادمة من الجدار نفسه .

هذا و قد تم تحديد الجدران الحاملة و توزيعها في المبنى بشكل كامل و مدروس ، و تتمثل الجدران الحاملة في بجدران بيت الرج و جدران أخرى خارجية في الاتجاهين تبدأ من أساس المبنى حتى تصل إلى الطوابق النهائية ، ويوضح الشكل (٣-١٤) جدار قص مع الأساس الذي يرتكز عليه : -



الشكل (٣-١٤) : جدار حائل (Shear Wall)

(9-٣) الأساسات :

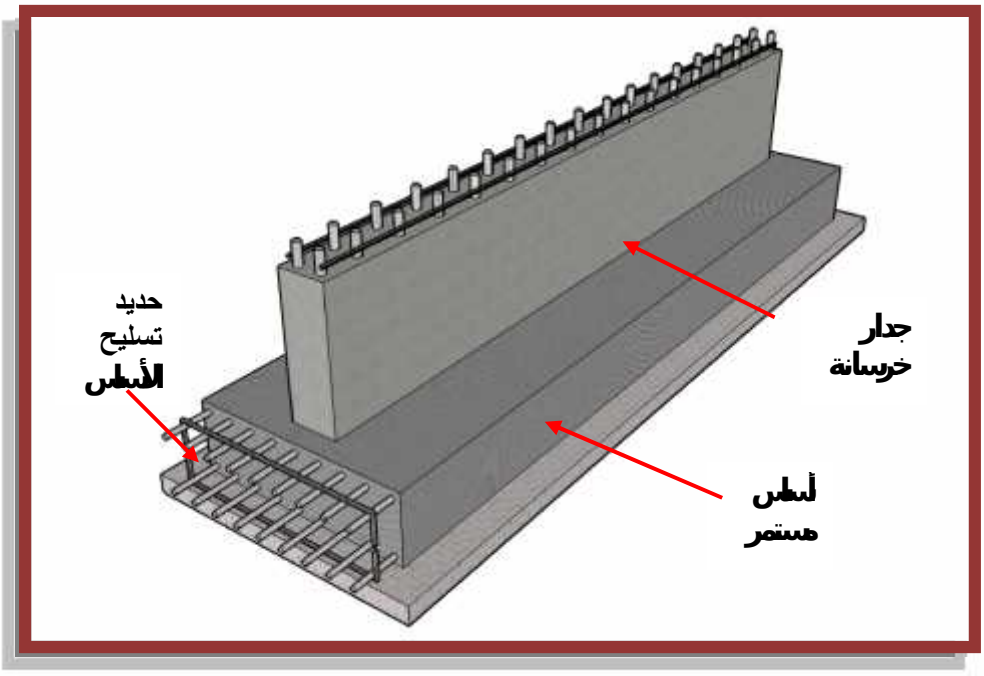
الأساس هو حلقة الاتصال بين المنشأ والتربة التي تحمل هذا المنشأ ، حيث أن الأساس مسؤول عن نقل أحمال المنشأ بطريقة آمنة إلى التربة بحيث لاينتج عن هذه الأحمال تحرك ضار للتربة أسفل الأساس أو حوله ، إذ أن الأساس الجيد يجب أن يقاوم وزن المنشأ بالإضافة للأحمال الأخرى المعرض لها المنشأ مثل الأحمال الحية أو أحمال الرياح أو الزلازل أو أية أحمال خاصة أخرى تبعا لنوع واستخدام المنشأ عن طريق توزيع الأحمال على التربة بشكل منتظم ومتجانس .

من الواضح أن الأساسات (القواعد) هي أخر العناصر التي يتم تصميمها ، علما بأن أول ما يتم تنفيذه في بناء أي منشأ هي الأساسات و يتم تحديد الأحمال الواقعة على الأساسات و ذلك من خلال الأحمال التي تنتقل من الجسور إلى الأعمدة ثم إلى الأساسات إضافة إلى وزن الأعمدة ، و بناءا على تلك الأحمال بالإضافة إلى موقع الأساس يتم تحديد نوع الأساس ، إذ أن الأساس قد يكون قريبا من

سطح الأرض وفي تلك الحالة يسمى الأساس بالسطحي (Shallow Foundation) ، اويكون عميقا داخل التربة لنقل أحمال المنشأ (التي تكون في العادة لذلك النوع من الأساسات الكبيرة) إلى طبقات التربة العميقة الأقوى ، أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى ذلك الأساس بالعميق (Deep Foundation) ، وعادة ماينتهي الأساس تحت سطح الأرض حيث يبدأ المنشأ .

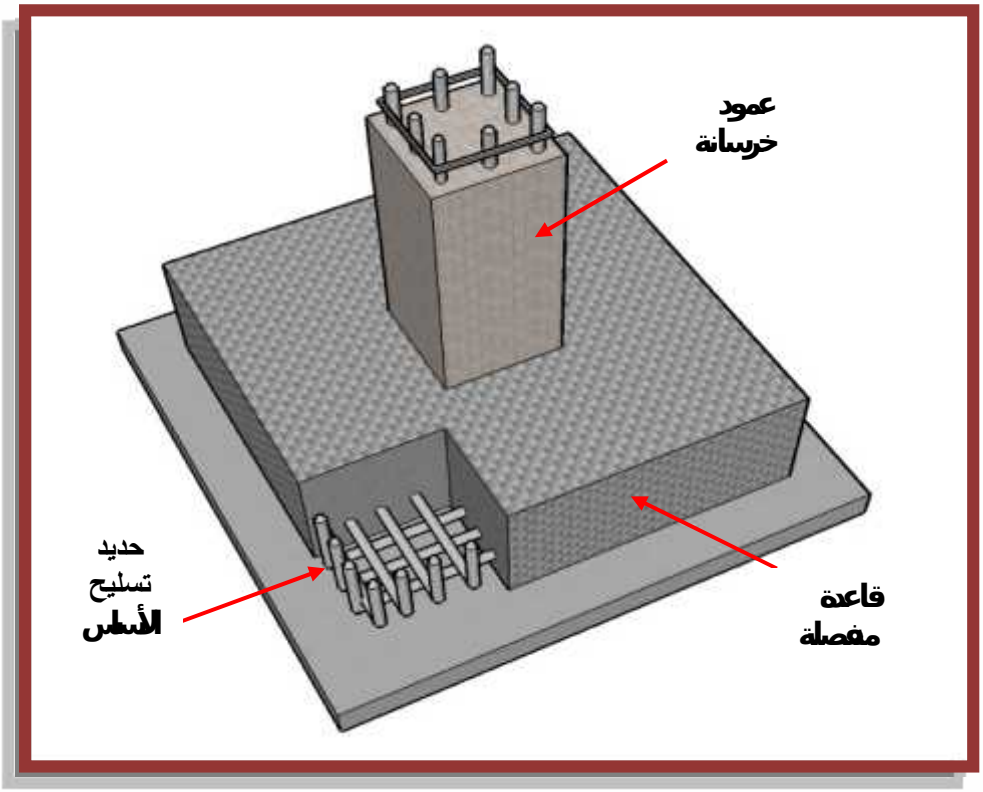
فالاساساست السطحية هي الأساسات التي لا يزيد عمق التأسيس فيها عن عرض الأساس (يمثل العرض هنا اصغر ضلع في القاعدة المستطيلة ، أو طول القاعدة المربعة) ، و تتكون الأساسات السطحية من الأنواع التالية :

٣-٩-١ **الأساسات المستمرة (Strip Footing) :** و تستخدم كأساس للحوائط بكافة أنواعها و للأعمدة المتقاربة الواقعة على صف واحد خاصة إذا كانت أحمال تلك الأعمدة و المسافات بينها متقاربة ، والشكل (٣-١٥) يبن الأساس المستمر وهو عبارة عن قاعدة لجدار مسلح :-



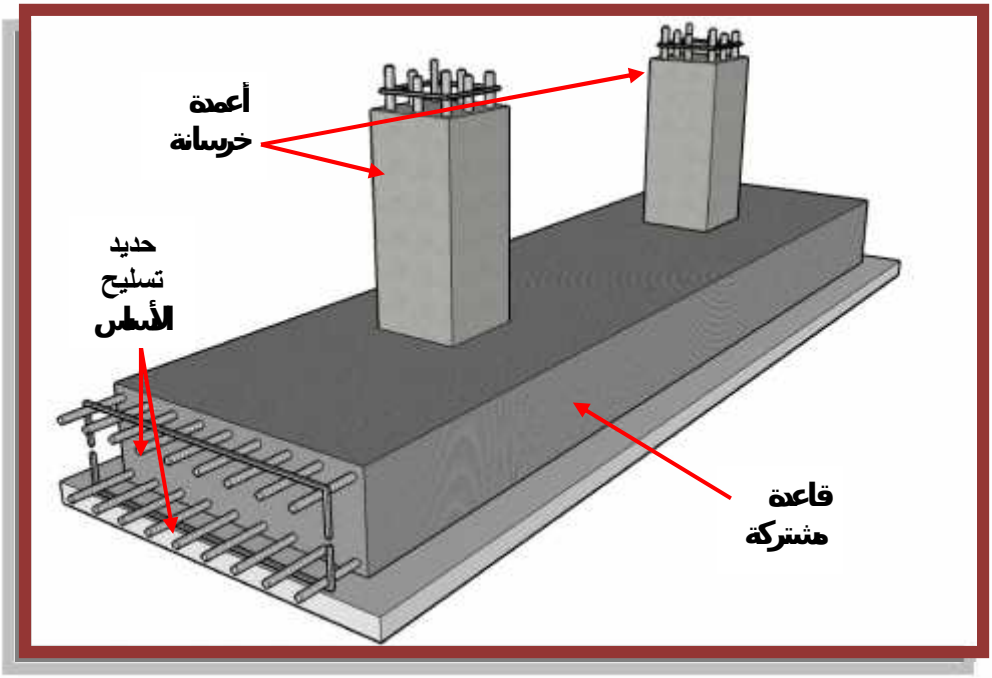
الشكل (٣-١٥) : أساس مستمر (Strip Footing)

٣-٩-٢ **الأساسات المفصلة (Spread Footing) :** و تستخدم كأساس للأعمدة الخراسانية و المعدنية و غالبا ما تكون مستطيلة الشكل في المسقط الأفقي ، والشكل (٣-١٦) يوضح شكل القاعدة المنفصلة مع طريقة توزيع حديد التسليح خلالها :-



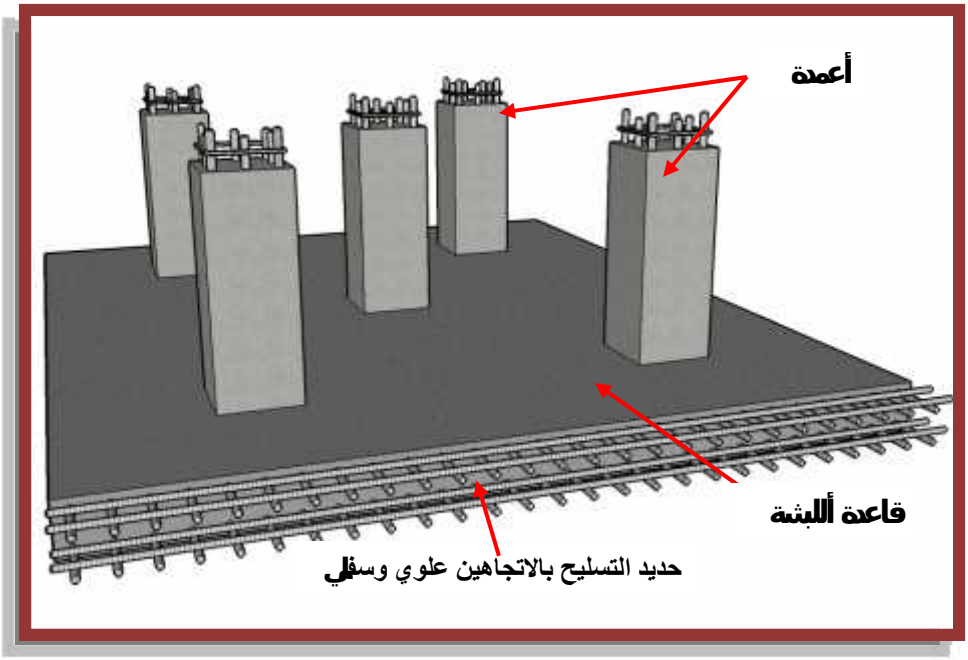
الشكل (3-16) : أساس مفصل مع عمود

٣-٩-٣ **الأساسات المشتركة (Combined Footing) :** و هي الأساسات لعمودين أو أكثر لغرض معين كمقاومة عدم المركزية لعمود ، أو لتقارب عمودين أو أكثر . مما يسبب تداخل قواعد الأعمدة ، أو لأسباب أخرى ، والشكل (٣-١٧) يوضح القاعدة مع أعمدة مركزه عليها بسبب قرب المسافة بين العمودين .



الشكل (٣-١٧) : أساس مشترك ذو عمودين

٣-٩-٤ **أساسات ألبشة (Raft Foundation) :** و تستخدم لأغراض عديدة ، و هو عبارة عن أساس مستمر للمنشأ كله ، أو لجزء من المنشأ حيث تنتقل إليه الأحمال من الأعمدة و الجدران و يوزعها على التربة ، والشكل (٣-١٨) يوضح شكل أساس ألبشة مع بعض الأعمدة التي تظهر على القاعدة بالإضافة إلى حديد التسليح :-

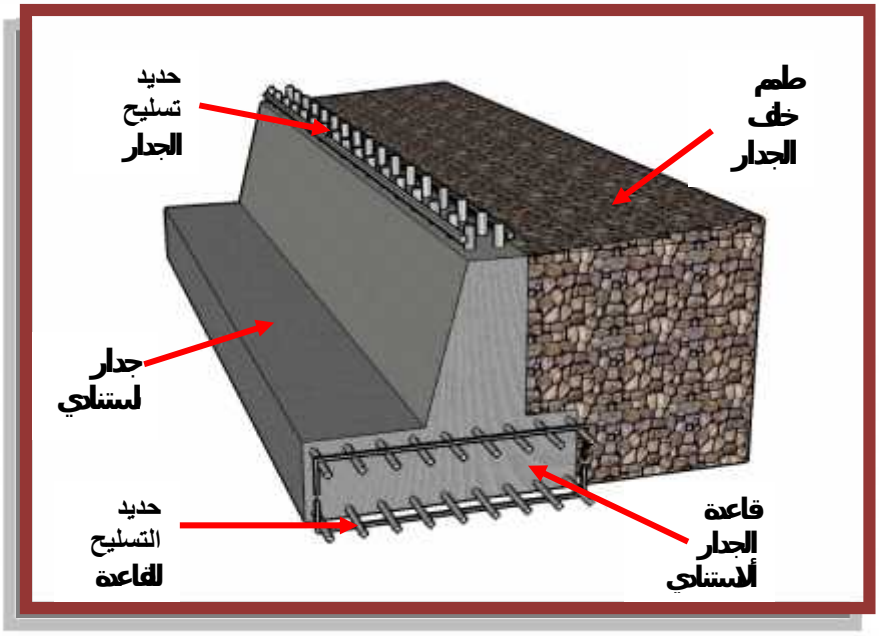


الشكل (٣-١٨) :قاعدة أللبشة تحوي عدة أعمدة

أما بالنسبة للأساسات العميقة (Deep Foundations) هي الأساسات التي يكون فيها عمق التأسيس مختلف باختلاف نوع المنشأ ونوع التربة إذا انه يكون على عمق يزيد عن (٥-٧) متر ، ويمثل في الأغلب على شكل خازوق تكون على شكل اسطوانات أي أن مقطعها يكون دائري ، ويقسم الأساس العميق إلى نوعين أساس يعتمد على الارتكاز وأخر يسمى أساس الاحتكاك ويمكن أن يجمع بين النوعين .

(10-٣) الجدران الاستنادية :

سيتم استخدام الجدران الاستنادية في طابق التسوية للمنشأ ، و ذلك كون أن التسوية تقع تحت منسوب الطابق الأرضي ، و سيتم عمل تصميم لهذه الجدر بشكل مفصل و ذلك حسب الكود الأمريكي (ACI-Code) ، هناك عدة أنواع من الجدران الاستنادية من أهمها الجدار ألاستنادي الداعم (Cantilever) ، والشكل (٣-١٩) يبن شكل الجدار المستخدم :



الشكل (٣-١٩) : جدار لستندي من نوع داعم

(11-٣)فواصل التمدد (Expansions Joints):

يمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشات العادية كما يلي :

- من ٤٠ إل ٤٥ م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .
- من ٣٠ إل ٣٥ م في الناطق الحارة .
- و يمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف .
- و في حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الأستنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل و اخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسب المياه من خلال فواصل التمدد .

(12-٣) برامج الحاسوب المستخدمة :

سيتم استخدام برامج الحاسوب التالية في المشروع و هي :

1) AUTOCAD 2007 / 2008: و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية .
2) STAAD PRO 2007: و ذلك لإجراء بعض التحاليل الإنشائية و التصميم لأجزاء المبنى .
3) PROKON V2.2: و ذلك لإجراء التصميم الإنشائي لبعض العناصر .
4) ATIR : و ذلك لإجراء التصميم الإنشائي لبعض العناصر الإنشائية .
5) Sketch Up: تم الاستعانة بهذا البرنامج لرسم تصاميم بعض العناصر الإنشائية ثلاثي الإبعاد .

Appendix (A)

Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (B)

Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (C)