بسم الله الرحمن الرحيم

التصميم الإنشائي لمعهد الدراسات المالية والمصرفية

فريق العمل

إبراهيم أحمد عابد **عمر عواد أبو عرام**

نوح سليمان زيدات

إشراف :

د. ماهر عمرو

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنك فلسطين

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على درجة البكالوريوس

في الهندسة تخصص هندسة المباني

كلية الهندسة و التكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل- فلسطين

حزيران – 2009

بسم الله الرحمن الرحيم

التصميم الإنشائي لمعهد الدراسات المالية والمصرفية

فريق العمل

إبراهيم أحمد عابد **عمر عواد أبو عرام**

نوح سليمان زيدات

إشراف :

د. ماهر عمرو

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنك فلسطين

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على درجة البكالوريوس

في الهندسة تخصص هندسة المباني

كلية الهندسة و التكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل- فلسطين

حزيران – 2009

بسم الله الرحمن الرحيم

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

عمل التصاميم و التفاصيل الإنشائية الكاملة لمعهد الدراسات المالية والمصرفية

فريق العمل

إبراهيم أحمد عابد	**عمر عواد أبو عرام**	نوح سليمان زيدات

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 المشرف
د.ماهر عمرو

.....

توقيع اللجنة المناقشة

....

توقيع رئيس الدائرة
د.هيثم عيّاد

.....

حزيران - ٢٠٠٩

الإهـــــــــداء

إلى ....المعلم الأول سيد البشرية .... رسولنا محمد بن عبدا لله[ع].

إلى ....من هم أحق منا بالحياة إلى ......الشهداء .

إلى ....الأسود الرابضة خلف القضبان ......إلى من كسروا قيد السجان إلى ....الأسرى .

إلى ....أنشودة الصغر وقدوة الكبر إلى ......أبي العزيز .

إلى ....نبع العطاء وسيل الحنان

إلى ......أمي العزيزة .

إلى ....عنوان سعادتي

إلى ......إخوتي الأعزاء .

إلى ....هبة السماء إلى ......أصدقائي الأوفياء .

إلى ....الشموع المحترقة لإنارة الدرب

إلى ......أساتذتي .

إلى ....من عرفتهم في زمن قل فيه الأخيار......زملائي وزميلاتي .

إلى ....منهل العلم إلى ......جامعتي .

إلى ....من أحبني وأحببته.

نقدم هذا البحث .

فريق العمل

الشكر والتقدير

إن الشكر والمنة لله وحدة كما يليق بجلال وجهه وعظيم سلطانه أولا وأخيرا .

نتقدم بجزيل الشكر والامتنان

إلى جامعتنا العزيزة ...جامعة بولتيكنيك فلسطين .

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

....بطاقمها التدريسي و الاداري

.

إلى المشرف على هذا البحث الدكتور ....ماهر عمرو .

إلى كل من ساهم في انجاز هذا البحث المتواضع .

فريق العمل

إعداد

إبراهيم عابد، عمر أبو عرام، نوح زيدات

جامعة بوليتكنك فلسطين

الملخص

تواجه الاقتصاد الفلسطيني العديد من المشاكل والصعوبات والتي نتجت بشكل رئيسي من كونه تابع للاقتصاد الإسرائيلي و من الضعف والشلل في مختلف جوانبه، ولأجل ذلك أقيمت العديد من المؤتمرات والندوات لمواجهة هذه التحديات التي كانت تمنع السوق المالي من التطور، ونتج عن هذه المؤتمرات والإحصائيات العديد من التوصيات وأهمها إنشاء هيئة سوق رأس المال والتي بدورها تعمل على مواجهة التحديات التي تواجه السوق المالي، و إنشاء معهد للدراسات المالية والمصرفية الذي هو جزء من هيئة رأس المال وخلق بيئة استثمارية أكثر أمنا وسلاسة للتعامل المالي،.ومن هنا يأتي دور المعهد في العمل على الأهداف التي أوجد من أجلها: تحفيز القطاعات الاستثمارية المحلية وجذب إمكانات الاستثمار العربية والدولية ، استقبال الزوار من رجال الأعمال والمستثمرين سواء من داخل الضفة الغربية أو خارجها أو على المستوى العربي أو العالمي .

ولما كانت الدراسات السابقة تشكل ثروة بما تحويه من تجارب وأفكار، ويمكن للباحث الاستفادة منها والوقوف عند نتائجها، في هذا البحث سوف يتم الوقوف عند عدد من هذه الدراسات ونهجنا في هذا المشروع شأن ما ماثله من مشاريع يقوم على دراسة المخططات المعمارية المقترحة للمشروع، ثم الانتقال إلى العمل الإنشائي مبدوءاً بتوزيع الأعمدة والجسور، وتحديد الأحمال والنظام الإنشائي الأفضل الذي سيتم اختياره بكل ما يحويه من عناصر إنشائية، لننتقل بعد ذلك إلى التصميم الإنشائي الكامل لكل عنصر من العناصر الإنشائية، وننتهي أخيراً بعمل المخططات الإنشائية التنفيذية بشكل كامل ومفصل لكل منها.

من الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية ،واستخدام (UBC-97) لتحديد أحمال الزلازل ،أما بالنسبة للتحليل الإنشائي فتم تصميم المقاطع باستخدام الكود الأمريكي (ACI-318_2005) ، ولا بد من الإشارة إلى انه تم الاعتماد على بعض البرامج المحوسبة مثل Autocade2008 , Atir , Microsoft Office Staad-Pro2007 وغيرها.

وبعد تصميم هذا المشروع وعمل كل ما تم ذكره يتوقع أن نخلص إلى عدد من النتائج والتوقعات تتمثل في ربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة ، تحليل وتصميم جميع العناصر الإنشائية وبيان تأثير كل عنصر من العناصر على الآخر، ومن ثم عمل المخططات الإنشائية التنفيذية بشكل كامل ومفصل لكل منها.

Structural Design for Institute of Financial

and banking Studies

Prepared by

Ibrahim A.Abed Omar A.Abu Iram

Nouh S.Zidat

Palestine Polytechnic University

Abstract

The Palestinian economy face many problems, resulting from being dependant on the Israeli economy. Many conferences were held to face the challenges that hinder the Palestinian financial market from improving. They recommended the creation of finance papers law, construction institute of financial and banking studies. These conferences tried to establish a secure and flexible environment for investment. The role of the institute is important like encouraging the local investment parts and attractive the international and Arabian investment possibilities. Encouraging the private part in the growing and economic development preparation and arrangement the conferences and the work that attached with the Palestinian national economic and with its international and regional relations. receiving businessmen and investors from the west bank , the Arab world or globally.

In this project many useful previous studies and projects and used them as guidelines to help through project, such as old graduation projects and civil engineering studies.

For structural design of this project, Jordanian Construction Code was used for determining live loads, where ACI-318-05 code is to be used for structural analysis and design for all structural elements, and some of computer software will be used, such as Autocad2008, Atir, and Office2007, Staad-Pro2007…etc.

By the end of this project, the structural design for structural elements in this building will be done.

Table of Contents

الفهرس

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

	المقـدمـة	رقم الصفحة
الفصل الأول		
١-١	مقدمة	٢
٢-١	نظرة عامة	٣
٣-١	مشكلة المشروع	٤
٤-١	أسباب اختيار المشروع	٤
٥-١	أهداف المشروع	٥
٦-١	نطاق المشروع	٥
٧-١	خطوات المشروع	٦
٨-١	وصف المشروع	٧
الفصل الثاني	الوصف المعماري	٩
١-٢	مقدمة	٩
٢-٢	لمحة عامة عن المشروع	٩
٣-٢	موقع المشروع	١٠
٤-٢	أهمية الموقع	١١
٥-٢	حركة الشمس والرياح	١١
٦-٢	وصف الحركة	١٢
٧-٢	العناصر المعمارية	١٣
	٢. ٧. ١ وصف الواجهات	١٣
	٢ .١.٧. ١ الواجهة الجنوبية	١٤
	٢.١.٧. ٢ الواجهة الشمالية	١٥

	٢ .٣.١.٧ الواجهة الشرقية	١٥
	٢.١.٧.٤ الواجهة الغربية	١٦
	٢-٧-٢ وصف الطوابق	١٧
	٢ .١.٢.٧ الكراج	١٧
	٢ .٢.٢.٧ الطابق الأرضي	١٨
	٢ .٣.٢.٧ الطابق الأول	١٩
	٢.٢.٧.٤ الطابق الثاني	٢٠
	٢.٢.٧.٥ الطابق الثالث	٢١
الفصل الثالث	الوصف الإنشائي	٢٣
٣-١	مقدمة	٢٣
٣-٢	هدف التصميم الإنشائي	٢٣
٣-٣	الأحمال	٢٤
	٣.٣.١ الأحمال الميتة	٢٤
	٣.٣.٢ الأحمال الحية	٢٥
	٣.٣.٣ الأحمال البيئية	٢٦
	٣.٣.٣.١ أحمال الثلوج	٢٦
	٣.٣.٣.٢ أحمال الرياح	٢٧
	٣.٣.٣.٣ أحمال الزلازل	٢٨
	٣.٣.٣.٤ أحمال الانكماش والتمدد	٢٨
٣-٤	الاختبارات العملية	٢٩
٣-٥	العناصر الإنشائية	٢٩
	٣.٥.١ العقدات	٣١
	٣.٥.٢ الجسور	٣٣
	٣.٥.٣ الأعمدة	٣٥
	٣.٥.٤ جدران القص	٣٦
	٣.٥.٥ فواصل التمدد	٣٧
	٣.٥.٦ الأساسات	٣٧
	٣.٥.٧ الأدراج	٣٨
	٣.٥.٨ الجدران الاستنادية	٣٩
٣-٦	البرامج المستخدمة	٤٠

Chapter Four	**"Structural Analysis and Design"**	**42**
4-1	**Introduction**	**42**
4-2	**Determination of thickness of ribbed slabs (T section)**	**43**
4-3	**Load Calculations (T section)**	**44**
4-4	**Design of topping**	**ε4**
4-5	**Design of ribs(R02) at the ground floor**	**45**
4.5.1	**Design of negative moment for rib (R02)**	**47**
4.5.2	**Design of positive moment for rib (R02)**	**48**
4.5.3	**Design of shear for rib (R02)**	**50**
4-6	**Design of Beam (B12) at ground floor**	**52**
4.6.1	**Design of positive moment for beam(B12)**	**53**
4.6.2	**Design of shear for beam (B12)**	**56**
4-7	**Design of Column**	**59**
4.7.1	**Design of Short Column (C07 – Parking Floor)**	**59**
4.7.1.1	**Design of Longitudinal Reinforcement**	**59**
4.7.1.2	**Design of the Tie Reinforcement**	**60**
4.7.2	**Design of Long Column(C 05 Ground Flour)**	**61**
4.7.2.1	**Design Of Longitudinal Reinforcement**	**61**
4.7.2.2	**Design of the Tie Reinforcement**	**65**
4-8	**Design of Isolated Footing (F01)**	**66**
4.8.1	**Load Calculation**	**66**
4.8.2	**Design of Footing Area**	**67**
4.8.3	**Determine the Depth of Footing Based on Shear Strength**	**67**
4.8.4	**Check Transfer of Load at Base of Column**	**V·**
4.8.5	**Design for Bending Moment**	**V·**
4.8.6	**Check for Strain**	**71**

4-9	**Design of Combined Footing (F 21)**	**72**
4.9.1	**Calculation of Required Area of Footing**	**73**
4.9.2	**Determination of Thickness (Depth)**	**74**
4.9.3	**Check of Two Way Shear**	**74**
4.9.4	**Design in x- Direction**	**75**
4.9.4.1	**Design of Bottom Reinforcement**	**75**
4.9.4.2	**Development Length of Main Reinforcement**	**76**
4.9.4.3	**Design of Bending Moment About S2**	**77**
4.9.5	**Design in y- Direction**	**78**
4.9.5.1	**Design of Bottom Reinforcement**	**79**
4.9.5.2	**Development Length of Main Reinforcement**	**80**
4.9.6	**Design of Top Reinforcement**	**80**
4.9.6.1	**Check Transfer of Load at Base of Column (Design of Dowels)**	**81**
4.9.6.2	**Development Length of Dowels**	**81**
4-10	**Design of Basement Wall**	**81**
4.10.1	**Depth Estimation**	**82**
4.10.2	**Wall Thickness Estimation**	**82**
4.10.3	**Design of Shear**	**82**
4.10.4	**Wall Design**	**83**
4-11	**Strip Footing Design**	**84**
4.11.1	**Design Against Overturning**	**84**
4.11.2	**Bearing Capacity**	**85**
4.11.3	**Bending Moment Design**	**86**
4.11.4	**Development Length of Main Reinforcement**	**87**
4.11.5	**Design of Dowels Bars**	**87**
4.11.6	**Design for Secondary Reinforcement**	**88**
4-12	**Design of Mat Foundation**	**88**
4.12.1	**Load Calculations**	**88**
4.12.2	**Calculation Of The Required Area Of Footing**	**90**

4.12.3	**Eccentricity Calculations**	**90**
4.12.4	**Design of Shear**	**91**
4.12.5	**Design of Bending Moment**	**92**
4.12.5.1	**Design In X-Direction**	**93**
4.12.5.2	**Design In Y-Direction**	**94**
4-13	**Design of One-Way Solid Slab (Stair Slab)**	**95**
4.13.1	**Determination of Thickness and Load Calculation**	**95**
4.13.2	**Design for Positive Moment**	**96**
4.13.3	**Check for Strain**	**97**
4.13.4	**Shrinkage & Temperature Reinforcement in Top Layer**	**97**
4.13.5	**Development Length of Bars**	**97**
4-14	**Design of Stairs**	**98**
4.14.1	**Determination of Slab Thickness**	**98**
4.14.2	**Load Calculation**	**98**
4.14.3	**Design Against Shear**	**99**
4.14.4	**Design Against Bending**	**100**
4.14.5	**Design of Landing**	**101**
4.14.5.1	**Design Against Shear**	**102**
4.14.5.2	**Design Against Bending**	**103**
4-15	**Design of shear Wall**	**104**
4.15.1	**General Definitions for Seismic Load Calculations**	**104**
4.15.2	**Calculation of Loads**	**105**
4.15.3	**Calculation of Shear Force on "Shear Walls"**	**106**
4.15.4	**Design of Shear wall (#3)**	**108**
4.15.5	**Design of Horizontal Reinforcement**	**108**
4.15.6	**Design of Vertical Reinforcement**	**109**
4.15.7	**Design of Moment**	**110**

الفصل الخامس	**النتائج والتوصيات**	
١-٥	**النتائج**	**١١٣**

٢-٥ التوصيات ١١٤

فهرس الجداول

رقم الجدول	الجدول	رقم الصفحة
١-١	الجدول الزمني للمشروع	٧
١-٣	كثافة المواد المستخدمة في العناصر الإنشائية	٢٥
٣-٢	جدول الأحمال الحية في المباني المختلفة	٢٦
٣-٣	جدول أحمال الثلوج	٢٧
1-4	FX Calculations	107

فهرس الأشكال

رقم الشكل	الشكل	رقم الصفحة
٢-١	مخطط الموقع	١٠
٢-٢	حركة الرياح	١٢
٢-٣	حركة الشمس	١٢
٢-٤	قطاع الدرج	١٣
٢-٥	الواجهة الجنوبية	١٤
٢-٦	الواجهة الشمالية	١٥
٢-٧	الواجهة الشرقية	١٥
٢-٨	الواجهة الغربية	١٦
٢-٩	مسقط أفقي للكراج	١٧
٢-١٠	مسقط أفقي للطابق الأرضي	١٨
٢-١١	مسقط أفقي للطابق الأول	١٩
٢-١٢	مسقط أفقي للطابق الثاني	٢٠
٢-١٣	مسقط أفقي للطابق الثالث	٢١
٣-١	رسم توضيحي للعناصر الإنشائية	٢٩
٣-٢	انتقال الأحمال	٣٠
٣-٣	عقدة عصب باتجاه واحد	٣٢
٣-٤	عقدة عصب باتجاهين	٣٢
٣-٥	عقدة مصمتة باتجاه واحد	٣٣
٣-٦	عقدة مصمتة باتجاهين	٣٣
٣-٧	أشكال الجسور	٣٤
٣-٨	أنواع الأعمدة المستخدمة	٣٥
٣-٩	جدار قص	٣٦
٣-١٠	مسقط أفقي للأساس	٣٨
٣-١١	مقطع طولي في الأساس	٣٨

٣-١٢	مقطع توضيحي في الدرج	٣٩
٣-١٣	جدار استنادي	٤٠
٤٣	Rib (R15) Elevation	4-1
43	Section of Rib	4-2
٤٥	Structural Key Plane	4-3
46	Spans Length of Rib (R02)	4-4
٤٦	Envelope Moment Diagram of Rib (R02)	4-5
٤٦	Envelope Shear Diagram of Rib (R02)	4-6
٤٩	Cross Section of Rib (R02)	4-7
٥٢	Span Length of Beam (B12)	4-8
٥٢	Envelope Moment Diagram of Beam (B12)	4-9
٥٣	Envelope Shear Diagram of Beam (B12)	4-10
٥٥	Cross Section of Beam (B12)	4-11
61	Detail Of Column (07)	4-12
64	Interaction Diagram	4-13
65	Detail Of Column (05)	4-14
66	Footing (F01)	4-15
٧٠	Geometry of Footing (F01)	4-16
٧٢	Footing (F21)	4-17
٧٣	Geometry of Combined Footing (F21)	4-18
٧٨	Design of Combined Footing (F21) in y-Direction	4-19
81	Earth pressure diagrams applied on	4-20
82	Shear& Moment Diagram	4-21

4-22	Section 1-1	86
4-23	Mat Foundation (F23)	88
4-24	Moment in X-direction	92
4-25	Moment in Y-direction	92
4-26	Top View for Solid Slab	95
4-27	Reinforcement for Solid Slab	97
4-28	Cross Section for the Staircase	98
4-29	Shear Diagram of Staircase	99
4-30	Moment Diagram of Staircase	100
4-31	Top View Landing	101
4-32	Section in Stair's Landing	101
4-33	FX Diagram	107
4-34	FX , Vu , Mu , Diagrams	108

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- $\mathbf{A_S^{`}}$ **=** area of non-prestressed compression 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.
- $\mathbf{C_c}$ **=** compression resultant of concrete section.
- $\mathbf{C_s}$ = compression resultant of compression steel.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- $\mathbf{f_c^{`}}$ = compression strength of concrete .
- **fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **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.
- **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 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.
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- ε_c **=** compression strain of concrete = 0.003.
- ε_s **=** strain of tension steel**.**
- $\acute{\varepsilon}_s$ **=** strain of compression steel.
- **ρ** = ratio of steel area .

الفصل الأول

المقدمة

١-١ مقدمة.

١-٢ نظرة عامة.

١-٣ مشكلة المشروع.

١-٤ أسباب اختيار المشروع.

١-٥ أهداف المشروع.

١-٦ نطاق المشروع.

١-٧ خطوات المشروع.

١-٨ محتويات المشروع.

الفصل الأول

المقدمة

١-١ مقدمة :

إن من أهم ما يحتاج إليه الإنسان و احتاج إليه على مر الأزمان و العصور هو العلم والرقي في جميع المجالات، والبحث المستمر عن التطور ومواكبة كل ما هو جديد لرقي هذه الشعوب ولأن هذا الشعب كان وما زال يستوقد هاماته ويستنهض همه برغم ظروفه الاقتصادية الصعبة وقدره بأن يكون شعب محتل مظلوم فقد كان لزاما على هذا الشعب أن يكسر كل القيود ويذلل كل العقبات و السعي للوصول إلى هدفه المنشود بالرقي والتقدم في جميع المجالات وخصوصا المجال الاقتصادي وتحرير الاقتصاد الفلسطيني من كل قيد وفك الاعتماد الاقتصادي والمعيشي بالاقتصاد الإسرائيلي.

ومن مجالات الرقي والتقدم وجود مؤسسة متخصصة بالدراسات المالية والمصرفية تكون قادرة على رفع المستوى الفني والمهني للعاملين في المؤسسات المالية المختلفة بحيث يكونوا قادرين على مواكبة التقدم العالمي في هذا المجال وكذلك لنشر العلوم المالية والمصرفية النظرية والتطبيقية لجعلها ثقافة بين أبناء المجتمع، ومع وجود مؤشرات محدودة للاستقرار السياسي في عام ٢٠٠٣، فقد كانت لاستعادة الاقتصاد الفلسطيني لعافيته في غاية الصعوبة في ظل الأوضاع السائدة. ولهذا بقي الحلم في تشييد مظلة ترعى هذا التقدم، وتعمل على تنميته وتفعيل دوره للحاق بركب الحضارة المتنامي مع ذلك، فقد أبدت قطاعات اقتصادية مختلفة تكيفاً وقابلية عالية للتطور في ظل القيود الشديدة المفروضة عليها.

١-٢نظرة عامة :

منذ أن وجد الإنسان على هذه البسيطة وهو يسعى دوما بجهد دؤوب ليحقق لنفسه أفضل ظروف الحياة والمعيشة. وكانت نتائج هذه الجهود أشكال التطورات الحاصلة في كل ميادين الحياة البشرية ومجالاتها ، ويعتبر الاقتصاد واحد من أهم القطاعات التي خضعت على الدوام للتطوير والتقدم و بمرور الزمن ظهرت الحاجة إلى **المباني المتخصصة، كدور العبادة** والمباني الحكومية والمدارس والجامعات والمعاهد ومن هذه المعاهد معهد الدراسات المالية والمصرفية الذي يعتبر محور الدراسة في هذا المشروع؛ فمعهد الدراسات المالية والمصرفية يعد من عناوين التقدم الاقتصادي لأي شعب أو أمة.

لذا ولأهمية هذا الصرح العلمي والحاجة الكبرى لأقامته وقع اختيارنا على مبنى معهد الدراسات المالية والمصرفية في مدينة البيرة ، لإجراء دراسة إنشائية متكاملة تشمل التحليل الإنشائي وتصميم العناصر المختلفة للمبنى للوصول إلى مبنى معهد الدراسات المالية والمصرفية قادر على تحمل كافة القوى المؤثرة عليه.

المشروع عبارة عن معهد للدراسات المالية والمصرفية متعدد الأغراض ومتطور يواكب التقدم العلمي والمالي والاقتصادي الكبير في العالم ، وقد تم الحصول على التصميم المعماري للمشروع من دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في جامعة بوليتكنك فلسطين، حيث قام بتصميم هذا **المشروع** معماريا **كل من** :

١) **شروق** حمدي كركي.

٢) **علي** محمد أبو مشار.

٣) **مرام** محمد العويوي.

وذلك بإشراف: د. غسان جودة دويك.

ومبنى المشروع مكون من خمسة طوابق بمساحة إجمالية تفوق الثلاثة آلاف **وسبعمئة متر مربع** وتحتوي على فعاليات متنوعة وحديثة وموقف للسيارات.

١-٣ مشكلة المشروع:

تتمثل مشكلة هذا المشروع في عمل التصميم الإنشائي لمعهد الدراسات المالية والمصرفية الذي تم اعتماده ليكون ميداناً لهذا البحث؛ وفي هذا المجال سوف يتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل الأعمدة والجسور والبلاطات...الخ، بتحديد الأحمال الواقعة عليه. مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ ومراعاة الجانب الاقتصادي ومن ثم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها؛ لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ.

١-٤ أسباب اختيار المشروع:

هناك عدة أسباب دفعت إلى اختيار هذا المشروع؛ منها أسباب تتعلق بطبيعة المشروع كونه معهدا للدراسات المالية والمصرفية، وأخرى تعود إلى أسباب شخصية يمكن تلخيصها على النحو التالي:

الأسباب المتعلقة بطبيعة المشروع:

١. **إن الواقع المالي والمصرفي السائد في مجتمعنا** الفلسطيني وما يشهده من ندرة لمعاهد الدراسات المالية والمصرفية ليدفع إلى العمل على تكريس وتعزيز علاقة المعهد مع بيئته المصرفية والمالية والاقتصادية بإنشاء معهد للدراسات المالية والمصرفية التي تساعد في الارتقاء بأداء كافة المستويات الإدارية والفنية بغية إيجاد كادر مصرفي ينطلق من فهم أساسيات العمل المصرفي والمالي وفق الأصول المصرفية السليمة ولذا جاء هذا المشروع مساهمة للنهوض بالمستوى الاقتصادي ولو كان ذلك بالتصميم الإنشائي لمعهد الدراسات المالية والمصرفية.

٢. من جهة أخرى فإن تصميم معهد من هذا النوع يسهم في إحياء المنطقة المقترح إقامة المشروع فيها نظراً لقربها من مركز المدينة التجاري، وسهولة الوصول إليه وإطلاله على شارع رئيسي هو شارع الإرسال وسهولة حركة المواصلات المؤدية من والى الموقع واحتفاظ الموقع بمميزات طبيعية.

الأسباب الشخصية:

١. رغبة فريق المشروع بأن يكون المشروع إنشائيا.

٢. الرغبة في اكتساب مهارة التصميم الإنشائي من خلال الربط بين النواحي النظرية التي تم اكتسابها من المساقات المدروسة، وتطبيق ذلك فعلياً في هذا المشروع وما يحتويه من عناصر إنشائية مختلفة، وتصميم هذه العناصر بحيث تتناسب مع الأحمال الواقعة عليها، مع مراعاة توفير عاملي المتانة و الاقتصاد.

١-٥ أهداف المشروع:

١) عمل التصميم الإنشائي المتكامل وإعداد المخططات الخاصة بكل عنصر من العناصر الإنشائية ليكون هذا المشروع متكاملاً دون التأثير على الطابع المعماري والحركة داخل هذا المبنى.

٢) تطبيق المكتسبات النظرية على مدى السنوات الدراسية الماضية وما أضفاه التدريب الميداني في عمل هذا التصميم وربط هذه المعلومات مع بعضها البعض.

٣) اكتساب المهارة في التعامل مع برامج الحاسوب التي تم استخدامها في التصميم الإنشائي للمشروع.

٤) التدرب على كيفية التنسيق بين الوظيفتين الإنشائية و المعمارية للعناصر المختلفة التي يتألف منها المنشأ.

١-٦ نطاق المشروع:

تكمن حدود المشروع في تصميم العناصر الإنشائية المختلفة، حيث سيتم عمل تصميم متكامل لهذه العناصر من جسور، أعمدة ، أسلسات، جدران القص، وعمل المخططات الإنشائية المتكاملة بجميع تفاصيلها.

١-٧ خطوات المشروع:

١) دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.

٢) دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمعهد والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان

٣) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها ومن ثم تحديد النظام الإنشائي المناسب.

٤) تصميم العناصر الإنشائية بناءا على نتائج التحليل.

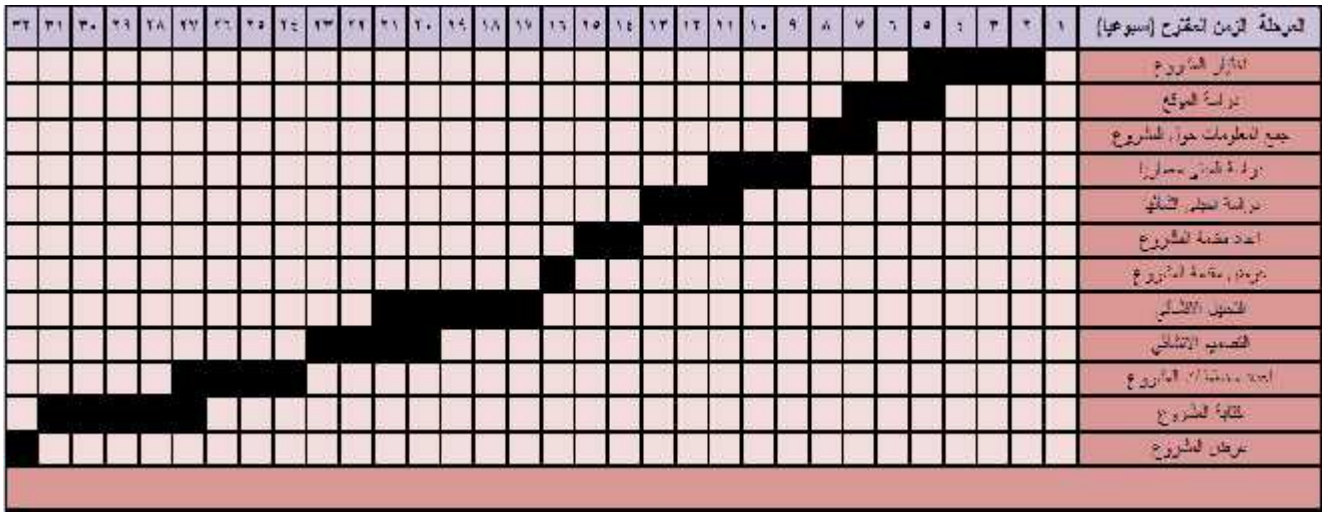
٥) التأكد من صحة التصميم وذلك عن طريق برامج التصميم المختلفة.

٦) إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بالشكل النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.

٧) عرض المشروع للمناقشة.

جدول (١-١) يوضح تسلسل أعمال المشروع و الزمن اللازم لكل نشاط:

جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع



١- ٨ وصف المشروع:

تناسقت محتويات هذا المشروع مع التسلسل العملي للخطوات التي يتضمنها، حيث يقع في ستة فصول كالآتي:

١. **الفصل الأول:** يحتوي على مقدمة عن المشروع اشتملت على مشكلة المشروع، أسباب اختيار المشروع ، أهدافه، والخطوات المتبعة لعمل المشروع.
٢. **الفصل الثاني:** يحتوي على الوصف المعماري للمشروع؛ من حيث الموقع، المساحة، وصف الواجهات والطوابق...الخ.
٣. **الفصل الثالث:** تناول هذا الفصل الوصف الإنشائي لعناصر المشروع.
٤. **الفصل الرابع:** يحتوي على عمليات التحليل و التصميم للعناصر الإنشائية للمشروع.
٥. **الفصل الخامس:** يحتوي على المخططات المعمارية و المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها.
٦. **الفصل السادس:** ويمثل هذا الفصل نقطة النهاية بما يعرضه من نتائج وتوصيات والتي تعتبر وليدة الأعمال التي تم القيام بها.

الفصل الثاني
الوصف المعماري

٢-١ مقدمة.
٢-٢ لمحة عامة عن المشروع.
٢-٣ موقع المشروع.
٢-٤ أهمية الموقع.
٢-٥ حركة الشمس والرياح.
٢-٦ وصف الحركة.
٢-٧ العناصر المعمارية.

الفصل الثاني

الوصف المعماري

٢-١ مقدمة:

إن عملية التصميم لأي منشأ أو مبنى تتم عبر عدة مراحل حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، تبدأ أولا بمرحلة التصميم المعماري حيث يتم في هذه المرحلة تحديد شكل المنشأ ويؤخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة التي من أجلها سيتم إنشاء هذا المبنى، حيث يجري توزيع أولي لمرافقه، بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد مواقع الأعمدة والمحاور، وتتم في هذه العملية أيضا دراسة الإنارة والتهوية والحركة والتنقل وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

وبعد الانتهاء من مرحلة التصميم المعماري وإخراجها بصورتها النهائية تبدأ عملية التصميم الإنشائي التي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها اعتمادا على الأحمال المختلفة الواقعة عليها والتي يتم نقلها عبر هذه العناصر إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة.

٢-٢ لمحة عامة عن المشروع:

إن فلسطين تفتقد إلى الكثير من الخدمات، بل إن بعضها تكاد تكون معدومة ومن جملة هذه الخدمات معهد للدراسات المالية والمصرفية. ولو تتبعنا الواقع الاقتصادي في فلسطين لوجدنا أنه مر بتغيرات قاسية خلال السنوات الماضية، وتم الخروج بنتيجة مفادها أن هذا القطاع الوليد ما زال في طور التنمية والبناء للوصول إلى مرحلة يكون فيها قادرا على تعزيز قدرة الشعب الفلسطيني على البقاء، وتعزيز القدرة الذاتية للاقتصاد الفلسطيني، وتخفيف المعاناة التي يتحملها الشعب الفلسطيني وتقوية مناعته، وتنويع العلاقات الاقتصادية والتجارية الخارجية الفلسطينية، وتطويرها مع الدول العربية والإسلامية وجميع دول العالم، وهو الآن يواجه صعوبات في استعادته لعافيته لذلك فهو بحاجة إلى مظلة ترعى تقدمه، وتعمل على تنميته وتفعيل دوره للحاق بركب الحضارة المتنامي مع ذلك، فالاقتصاد الفلسطيني بحاجة إلى كفاءات للاهتمام به وتحقيق التقدم والنمو المطلوب حتى تكون فلسطين إحدى الدول الناجحة اقتصاديا.

وتتلخص فكرة المشروع في إنشاء معهد للدراسات المالية والمصرفية يحقق الأهداف التي ذكرت آنفاً ويلبي جميع الاحتياجات التي يتطلبها النظام الاقتصادي الحديث؛ فهو يشتمل على قاعات للمحاضرات، وصالة متعددة الأغراض، وقاعة تدريب، ومختبرات حاسوب، مكاتب وغيرها من الخدمات. إذ تم الحصول على المخططات المعمارية للمشروع من قبل دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في جامعة بوليتكنك فلسطين ليتسنى عمل التصميم الإنشائي وإعداد المخططات التنفيذية لجميع العناصر الإنشائية التي يشملها.

٢-٣ موقع المشروع:

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد إنشاء المبنى عليه بعناية فائقة سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة. بحيث تكون العناصر القائمة وعلاقاتها بالتصميم المقترح في تناسق لتحقيق التصميم الأمثل، فلذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح للأرض المقترحة للبناء ولعلاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، و ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة ومسار الشمس.

وقع الأرض المقترحة لإقامة المشروع في الشمال الغربي لمدينة البيرة، وتطل غربا على شارع الإرسال القادم من مركز المدينة والمتجه شمالا نحو بيرزيت، وتتصل من المنطقة الشرقية بشارع الكوثر، الذي يصل إلى شارع البيرة نابلس والذي يعتبر شارع إقليمي مهم، وقد تم ملائمة المشروع مع الموقع الذي تم اختياره، وكذلك تم مراعاة تحقيق الوظيفة للمبنى وتحقيق شروط الجمال، وتم مراعاة اختيار مكان مناسب من حيث التوجيه والتهوية. والشكل (٢-١) يوضح قطعة الأرض التي تم اختيارها.

الشكل (٢-١) مخطط الموقع

٢-٤ أهمية الموقع:

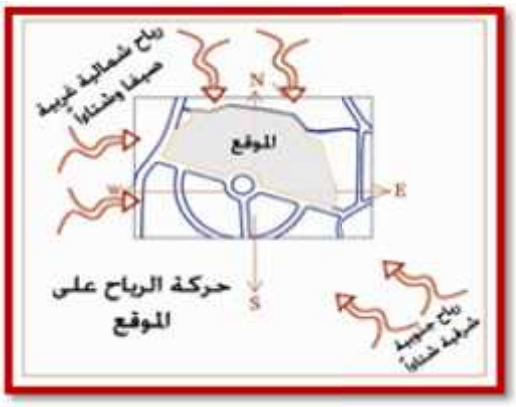
إن مدينتي رام الله والبيرة تتمتعان بموقع متوسط بين مدن فلسطين، بالإضافة إلى استحواذهما على معظم المؤسسات الاقتصادية الاستثمارية والإدارية، وتعتبران المركز الخدماتي في فلسطين.

إن أرض المشروع المقترحة، هي أرض منحدرة بمعدل ٠.٥، وهو انحدار قوي، يجعل من الإطلالة على المشروع بجميع أجزاءه مفضلة من الناحية المنخفضة الشمالية الشرقية، وتقل الإطلالة في اتجاه الشوارع المحيطة، مما يؤمن الهدوء لمرتادي مباني المشروع، ويزيد من تميز المبنى وخصوصيته، وإن المباني المطلة على شارع الإرسال والقريبة من موقع المشروع، هي مباني ذات ارتفاعات من ٤-٦ طوابق، وذلك لأن الأراضي المطلة على الشارع مرتفعة الأسعار والامتداد الرأسي وسيلة اقتصادية في استغلال الأرض بطريقة مربحة. كلما اتجهنا شرقا بعيدا عن شارع الإرسال تقل ارتفاعات المباني، وقد تم مراعاة عدة أمور في اختيار الموقع ومنها:

- قربه من مركز المدينة التجاري.
- إحاطة أرض المشروع المقترح بالمباني الحكومية مثل وزارة المالية ووزارة السياحة وغيرها.
- سهولة الوصول إليه وإطلاله على شارع رئيسي هو شارع الإرسال .
- سهولة حركة المواصلات المؤدية من والى الموقع .
- احتفاظ الموقع بمميزات طبيعية.

٢-٥ حركة الشمس والرياح:

إن دراسة حركة الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فالشمس طاقة مرغوب فيها، وتوجيه المبنى تجاه الشمس مع حمايته من السطوع الواقع عليه من المنطقة الغربية هي وسيلة ناجحة في الحصول على أكبر قدر ممكن من الطاقة الشمسية في أيام البرد، والتقليل من كمية الطاقة المستهلكة للتدفئة، وللرياح تأثير كبير على المباني، فهي تعد حمل أفقي يؤثر على جدران المبنى، وبالتالي على الهيكل الإنشائي له فيجب مراعاة تأثير الرياح والشمس على المبنى ليتم تصميمه بشكل يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإضاءة الطبيعية. والشكل (٢-٢)، (٢-٣) يوضح تأثير هذه العوامل.



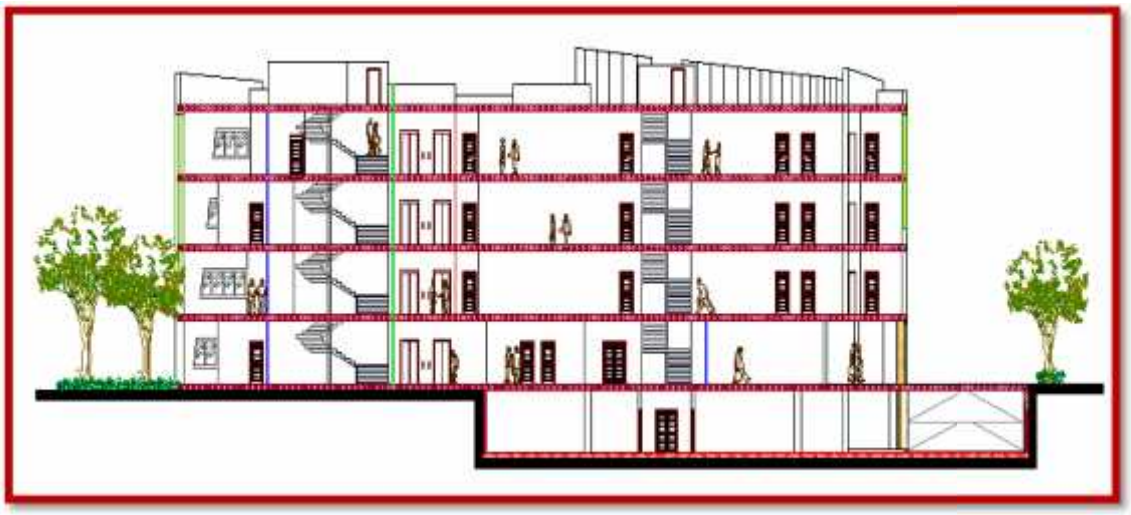
الشكل (٢-٢) حركة الرياح

الشكل (٢-٣) حركة الشمس

٢-٦ وصف الحركة:

يمكن الدخول و الخروج للمبنى من ثلاثة أماكن وهذا بدوره يتيح حرية الدخول والخروج من والى المبنى، حيث تنقسم الحركة داخل المبنى إلى نوعين هما: حركة أفقية داخل الطابق الواحد وحركة رأسية (عمودية) بين طابق وآخر. ومن الملاحظ أن الحركة الأفقية تتم في جميع الطوابق بشكل خطي من خلال ممر بين الفراغات مع وضوح الحركة وسهولتها، وأما الحركة الرأسية (العمودية) بين الطوابق فإنها تتم من خلال الإدراج والمصاعد الكهربائية حيث أنها تتوسط المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الراسية بينها .

ويظهر من خلال التصميم المعماري وجود نوعين من الأدراج احدهما يصل الطوابق العلوية والى كراج السيارات وهذا يخفف من الضغط عن المدخل الرئيسي كما ويساعد في تخفيف الحركة بين الطوابق، والآخر يصل بين الطوابق فقط ويساعد أيضا على تخفيف الحركة بين الطوابق. وهذا ما يوضحه الشكل(٢-٤)



الشكل (٢-٤)قطاع الدرج

٢-٧ العناصر المعمارية:

٢.٧.١ وصف الواجهات:

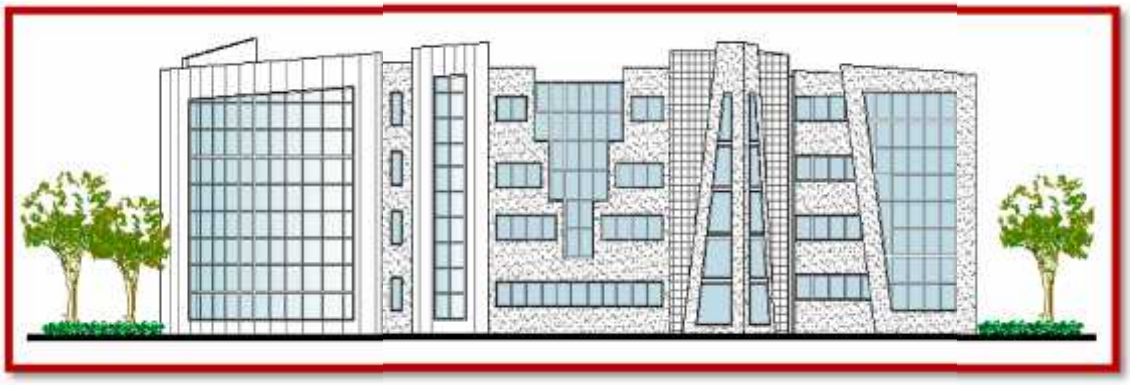
إن الواجهات المنبثقة عن أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى، حيث يظهر من خلال التصميم المعماري لواجهات هذا المشروع استخدام الطراز الحديث والتكنولوجيا الحديثة من خلال وجود تداخل في الكتل الرأسية والأفقية واستخدام الكتل الزجاجية الكبيرة المكونة من الألمنيوم والزجاج.

١.١.٧.٢ الواجهة الجنوبية:

الشكل (٢-٥) الواجهة الجنوبية

هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية وفي هذه الواجهة المدخل الرئيسي للمبنى وإن كان تداخل الكتل قد أخفاه بعض الشيء إلا أنه تم تأكيده من خلال **أعمدة** دائرية تعلوها كتلة على شكل قوس وأحواض لنباتات الزينة كما أن هذه الواجهة تطل على الشارع الرئيسي. والناظر لهذه الواجهة يرى **استخدام** الطراز الحديث **في المباني** المتمثل في استخدام الكتل الزجاجية الكبيرة المكونة من الألمنيوم والزجاج وهذا يسهم بشكل كبير في توفير **الإضاءة**، ووجود التداخل في الكتل الأفقية والرأسية، كما يلاحظ استخدام **أكثر من نوع** من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة **وإعطاء** منظر جمالي فريد من جهة أخرى حيث تميزت هذه الواجهة باستخدام الزجاج على طول الطوابق مما زاد الواجهة جمالا.

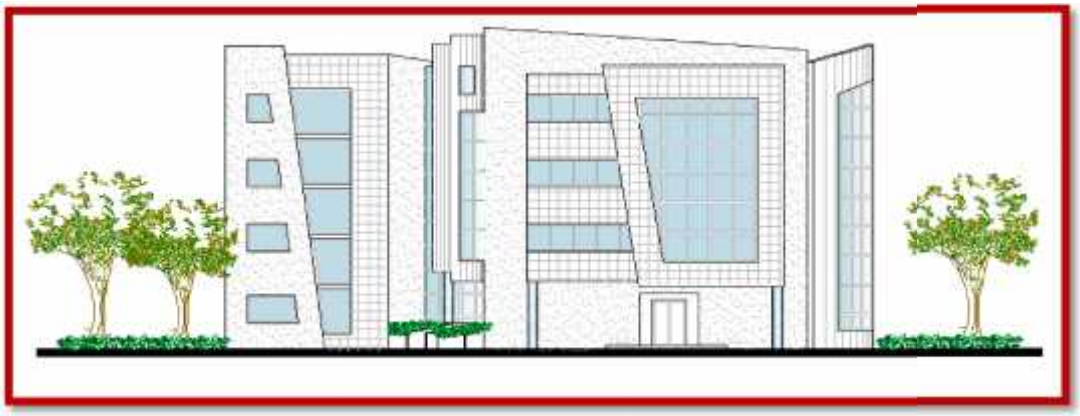
٢.١.٧.٢ الواجهة الشمالية:



الشكل (٢-٦) الواجهة الشمالية

يظهر في هذه الواجهة تداخل الكتل الأفقية والرأسية، والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلاً عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي فريد من جهة أخرى حيث تميزت هذه الواجهة باستخدام الزجاج على طول الطوابق بأشكال مختلفة وعدم وجود أي مدخل للمعهد وتطل هذه الواجهة على شارع رئيسي مما زاد الواجهة جمالا.

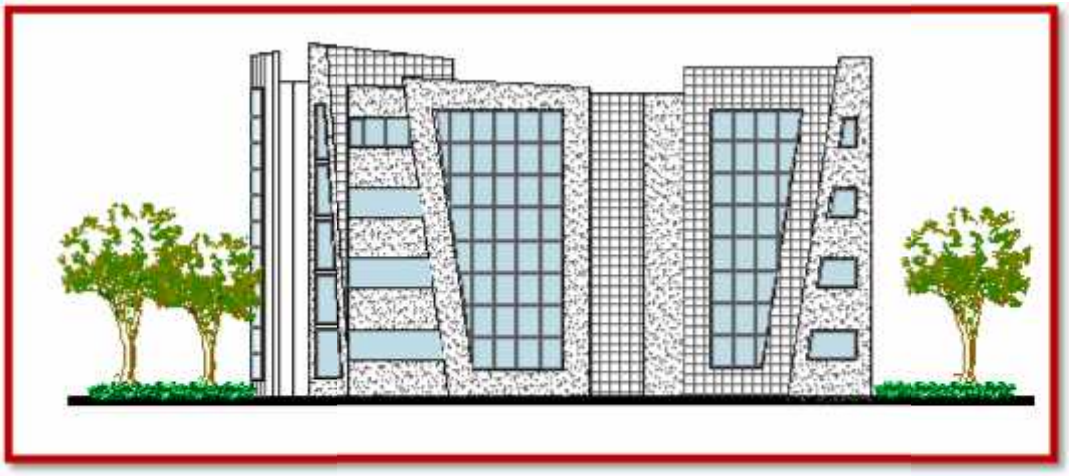
٣.١.٧.٢ الواجهة الشرقية:



الشكل (٢-٧) الواجهة الشرقية

تناظر هذه الواجهة ما اشرنا إليه في الواجهة الشمالية من تداخل الكتل الأفقية والرأسية، والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلاً عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي فريد من جهة أخرى حيث تميزت هذه الواجهة بقلة استخدام الزجاج على طول الطوابق ووجود مدخل للمعهد كما أنه ليس لها إطلالة على الشارع.

٤.١.٧.٢ الواجهة الغربية:



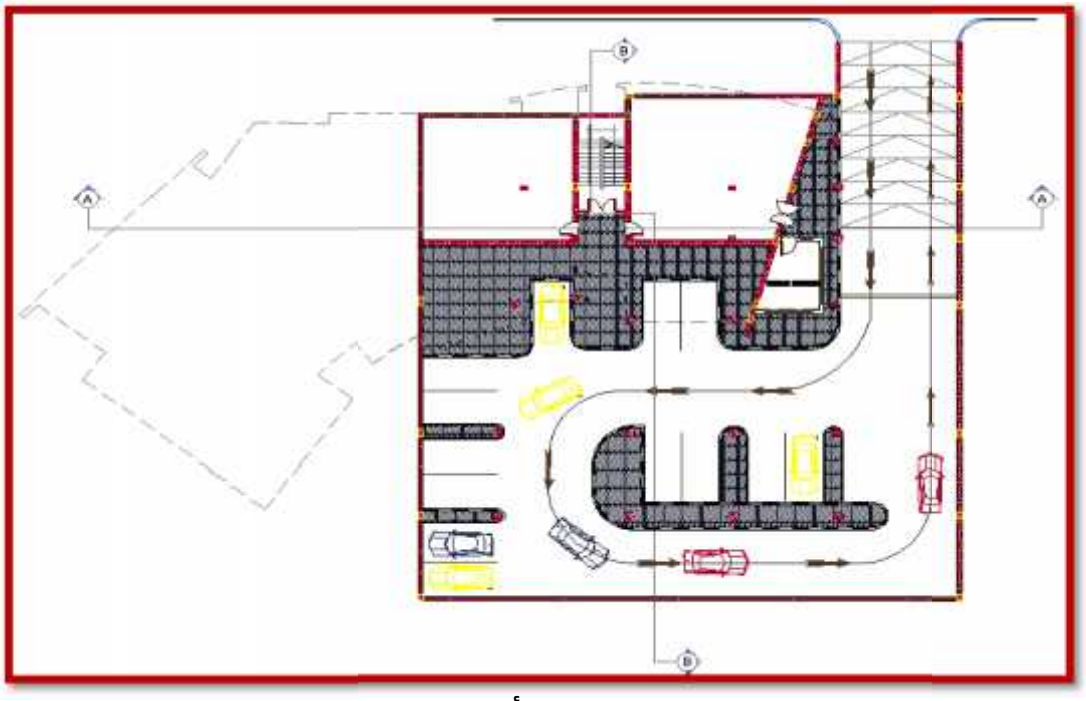
الشكل (٢-٨) الواجهة الغربية

تناظر هذه الواجهة ما اشرنا إليه في الواجهة الشمالية من تداخل الكتل الأفقية والرأسية، والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلاً عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي فريد من جهة أخرى حيث تميزت هذه الواجهة باستخدام الزجاج على طول الطوابق وعدم وجود مداخل للمعهد **كما أن** إطلالتها على شارع رئيسي.

٢.٧.٢ وصف الطوابق:

المبنى في تركيبته الهندسية يعتمد اعتماداً كلياً على الشكل المنحني نظراً لطبيعة الأرض وتبلغ المساحة الطابقية لهذا المبنى ٣٧٠٣م^2 موزعة على خمسة طوابق.وفيما يلي وصف لهذه الطوابق.

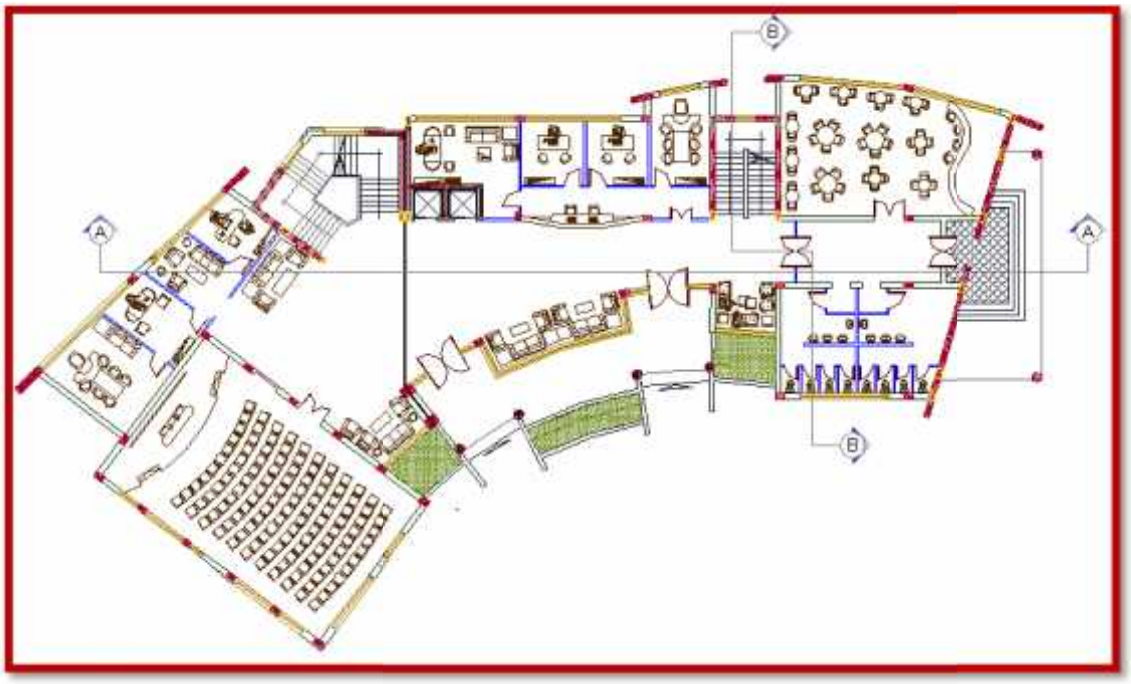
١.٢.٧.٢ الكراج:



الشكل (٢-٩) مسقط أفقي للكراج

يقع هذا الطابق تحت منسوب الشارع من جهة المدخل الرئيسي للمبنى، وتبلغ مساحة هذا الطابق ٢٥٤ م^2 ويحتوي على فعاليات خدماتية للمبنى، أما بالنسبة لموقف السيارات فتبلغ مساحته ١٢٥٠م^2، ويحتوي على مدخل في الجهة الشمالية ، ويتصل مع المبنى من خلال مطلع درج.

٢.٢.٧.٢ الطابق الأرضي :



الشكل (٢-١٠) مسقط أفقي للطابق الأرضي

يحتوي هذا الطابق على الكافيتيريا وصالة متعددة الأغراض بالإضافة إلى مكاتب موظفين وبعض المكاتب الإدارية وهو يرتفع عن مستوى الأرض الطبيعية بعدة درجات .

الداخل لهذا الطابق لا يجد صعوبة في قراءته فالتقسيم الفراغي الذي يتضمنه يشتمل على ممرات سهلة الحركة وليست طويلة، وإمكانية الدخول لهذا الطابق متوفرة من الجهة الجنوبية دون وجود الفرق الكبير في منسوب هذا الطابق ومنسوب ما حوله، وتبلغ مساحة هذا الطابق ٧٧٦م^{٢} وبارتفاع ٣.٦ م وتتوزع هذه المساحة على الفراغات التالية:

- قاعة الاستقبال:

تحتوي هذه القاعة على مقاعد للانتظار مع وجود مكتب للاستعلامات مقابل المدخل الرئيس، ويوجد أيضا كافيتيريا متصلة بتراس خارجي بالاتجاه الشرقي مع مدخل لتسهيل الحركة والعبور.

- صالة متعددة الأغراض:

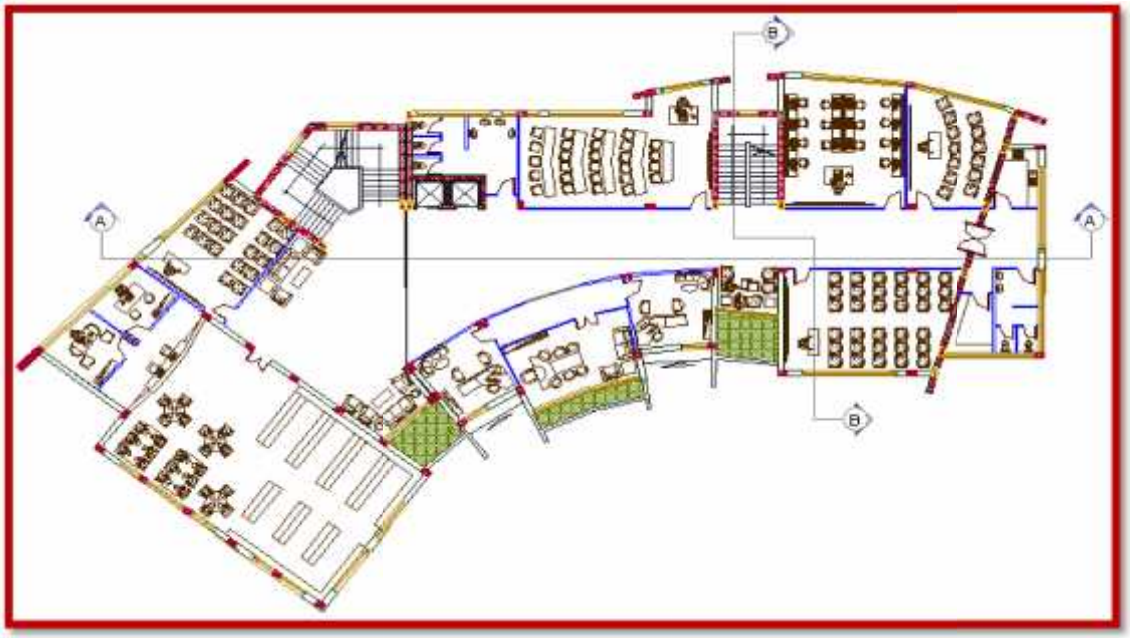
تبلغ مساحة هذه الصالة ١٣٥م^{٢} وارتفاع ٣.٦ متر .

- مكاتب الموظفين :

تتوزع مكاتب الموظفين والمسئولين على عدة مكاتب منتشرة على طول صالة الاستقبال أو صالة المدخل.

- دورات المياه: يوجد مراحيض خاصة بالرجال وكذلك بالنساء.

٣.٢.٧.٢ الطابق الأول:



الشكل (٢-١١) مسقط أفقي للطابق الأول

يتم الوصول إلى هذا الطابق عن طريق درج ومصعد كهربائي قريب من المدخل الرئيسي. تبلغ مساحة هذا الطابق ٨٩١م^{٢} ويمتاز كسابقه بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة فضلاً عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل الآتي:

- المكتبة:

وتتكون المكتبة من عدة أقسام هي :

- ✓ مكتب قيم المكتبة .
- ✓ مكتب خدمات القراء .
- ✓ صالة القراءة .

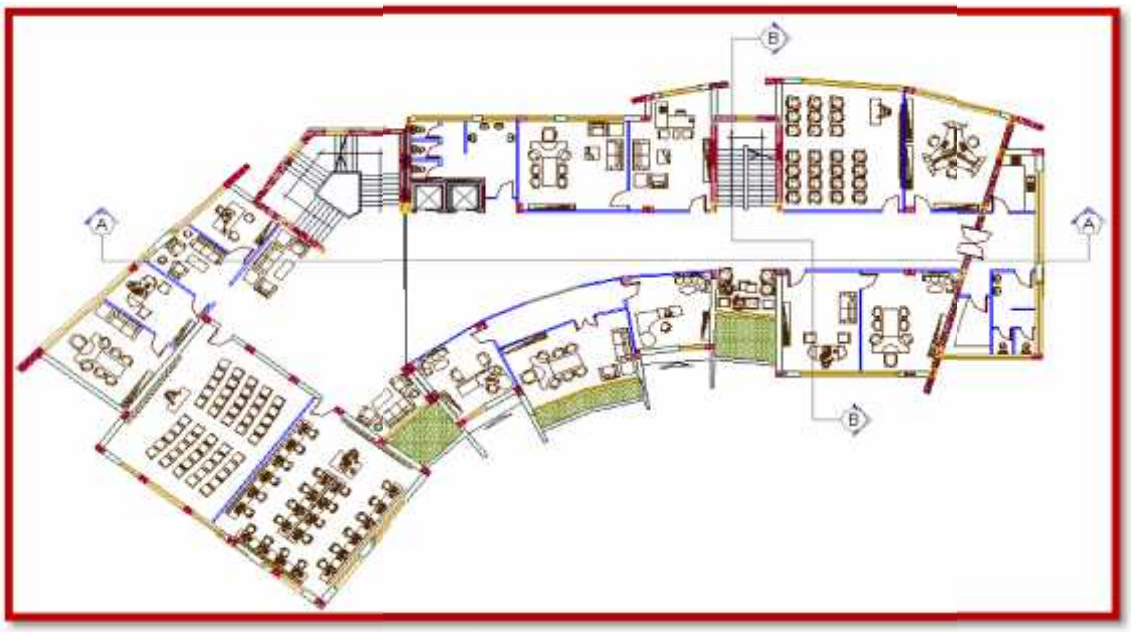
هذا وتبلغ المساحة الإجمالية للمكتبة ١٧٢م^{٢} .

- قاعة المحاضرات:

يحتوي هذا الطابق على ثلاث قاعات للمحاضرات تتسع كل واحدة تقريبا إلى ٣٠ طالب.

- مختبر الحاسوب وقاعة التدريب.
- دورات المياه.

٤.٢.٧.٢ الطابق الثاني:



الشكل (٢-١٢) مسقط أفقي للطابق الثاني

يتم الوصول إلى هذا الطابق عن طريق الحركة الراسية ممثلة بالمصاعد الكهربائية أو عن طريق الأدراج ،وتبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق ٨٩١م^{٢} وهو بنفس ارتفاع الطوابق السابقة ٣.٦م ويغلب على وظيفة هذا الطابق الجو الإداري وبعض القاعات والمختبرات التعليمية حيث تتوزع فراغاته بانتظام وبشكل يضمن سلاسة الحركة بين هذه الفراغات التي تتوزع كالآتي:

- قاعتي تدريس:

  تتسعال ٨٠شخص.

- مختبر الحاسوب:

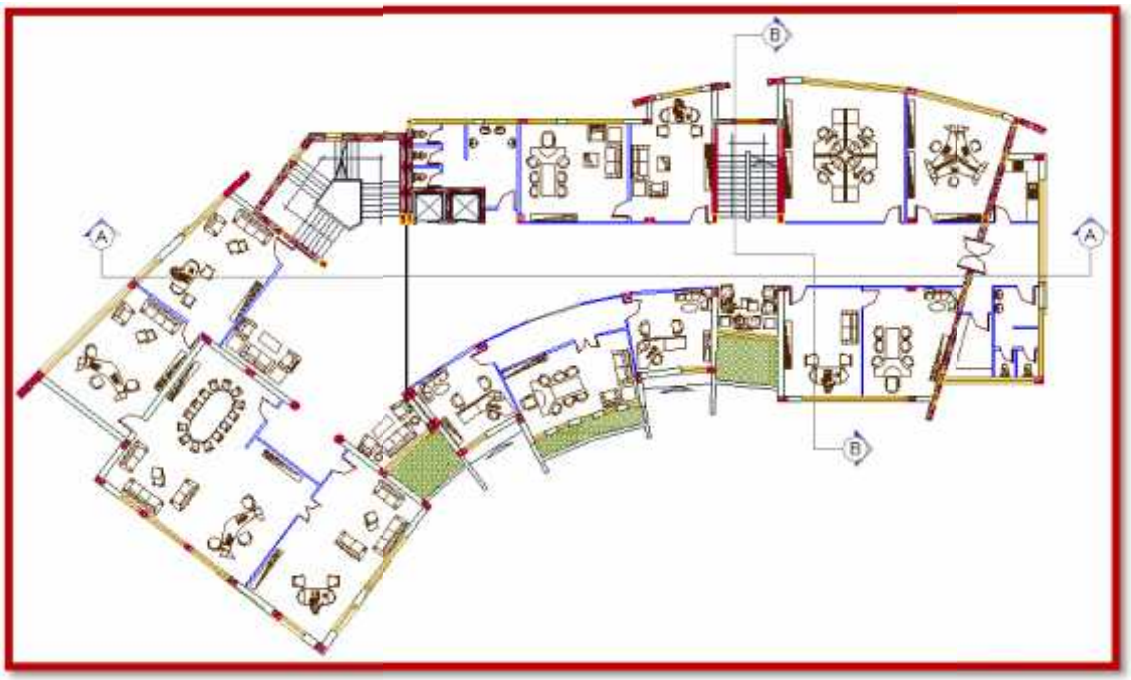
  يتسع ل ٢٥ جهاز كمبيوتر .

- أحد عشر مكتبًا إداريًا .

  موزعة على مكاتب سكرتاريا ومكاتب بحوث ومكتب اجتماعات.

- مستودع ، مطبخ ، وحدتين صحيتين.

٥.٢.٧.٢ الطابق الثالث :



الشكل (٢-١٣) مسقط أفقي للطابق الثالث

في هذا الطابق تختفي القاعات التعليمية والمختبرات، وتتحول كافة الفعاليات إلى مكاتب سكرتاريا ومكاتب اجتماعات ومكاتب إدارية، بالإضافة إلى وجود فعاليات الخدمات من دورة المياه والمطبخ والمستودع ويحتوي كذلك على مكتب المدير العام و تبلغ مساحة هذا الطابق حوالي ٨٩١م^{٢} وتتوزع هذه المساحة على :

- أربع مكاتب سكرتاريا .
- مكتب الأرشيف والملفات .
- مكتبي المدير ونائبه .
- عدد مكاتب متنوعة تتوزع بين مكتب وحدة التكنولوجيا ومكتب شؤون الموظفين ومكتب الشؤون المالية .
- وفي تصميم هذا الطابق تم مراعاة وجود المراجعين للمكاتب الإدارية فتم إيجاد عدة مناطق من أجل الجلوس والانتظار.

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

٣-١ مقدمة.

٣-٢ هدف التصميم الإنشائي.

٣-٣ الأحمال.

٣-٤ الاختبارات العملية.

٣-٥ العناصر الإنشائية.

٣-٦ برامج الحاسوب.

الفصل الثالث
الوصف الإنشائي

٣-١ مقدمة:

لأي مشروع يجب أن يكون هناك وصف متكامل له حتى تكون الصورة واضحة تماما للمشروع المراد إنشاؤه فبعد الانتهاء من الفصلين الأول والثاني يصل بنا المطاف إلى مرحلة تعد من أهم المراحل التي تمر خلال تنفيذ أي مشروع والمقصود مرحلة التصميم الإنشائي.

يسعى الإنسان في تصميمه الإنشائي إلى توفير عاملين أساسيين وهما الأمان و الاقتصاد. لذا لا بد من تحديد الهياكل الإنشائية التي يشتمل عليها المشروع لأجل اختيار العناصر الأنسب بحيث تحقق العاملين السابقين إضافة إلى عدم التضارب مع المخططات المعمارية الموضوعة، إن الغرض من عملية التصميم الإنشائي هو ضمان وجود مزايا التشغيل الضرورية فيها، مع المحافظة بأكبر شكل ممكن على العامل الاقتصادي. وفي هذا الفصل سوف يتم وصف العناصر الإنشائية المكونة للمشروع.

٣-٢ هدف التصميم الإنشائي:

إن الهدف العام من التصميم الإنشائي لأي مشروع، هو الحصول على مبنى آمن يتحمل جميع الأحمال الواقعة عليه سواء الأحمال المباشرة أو غير المباشرة، وفي نفس الوقت الحفاظ على صلاحية الاستخدام البشري له مع مراعاة التكلفة الاقتصادية، وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على مدى توفير عامل الأمان وعلى التكلفة الاقتصادية ومدى صلاحية هذا المبنى وقابليته للتشغيل وكل ذلك مع الحفاظ على الناحية الجمالية والصفة المعمارية لهذا المبنى .

٣-٣ الأحمال:

الأحمال هي مجموعة القوى التي تؤثر على المبنى ويتم تصميمه بناء على تأثيرها وتأخذ هذه الأحمال أشكالا عدة فمنها الأحمال الحية والميتة والبيئية وغيرها. لذلك لا بد من تحديد هذه الأحمال بشكل دقيق ليتسنى عمل التصميم الإنشائي اللازم. وفي هذا الفصل سوف نتطرق إلى كل حمل من هذه الأحمال على حدة لنبين تأثيره على المبنى وكيفية التعامل معه ليتم بعد ذلك تصميم العناصر الإنشائية بناء عليها. وهذه الأحمال كالآتي:

- ✓ الأحمال الميتة.
- ✓ الأحمال الحية.
- ✓ الأحمال البيئية.

١.٣.٣ الأحمال الميتة:

هي الأحمال الناتجة من وزن العناصر الإنشائية وأوزان المواد المستخدمة في أعمال التشطيب والقوى الجانبية كقوى دفع الأتربة للجدران الإستنادية وتعتبر هذه الأحمال ذات تأثير دائم على المبنى . ويتم معرفة هذه الأحمال من خلال أبعاد وكثافات المواد المستخدمة في العناصر الإنشائية .

والمواد المستخدمة في العناصر الإنشائية تشمل الخرسانة وحديد التسليح و القصارة والطوب والبلاط ومواد التشطيب والحجارة المستخدمة في تغطية المبنى من الخارج، بالإضافة إلى الأسقف المعلقة والديكورات الخاصة بالمبنى. والجدول رقم (٣-١) يوضح الكثافات النوعية للمواد المستخدمة:

جدول (٣-١) كثافة المواد المستخدمة في العناصر الإنشائية

No.	Material	Specific Weight KN/m^3
1	Tile	22
2	Sand	17
3	Reinforced Concrete	25
4	Hollow Block	10
5	Plaster	22
6	Mortar	22

٢.٣.٣ الأحمال الحية:

وهي الأحمال التي تتغير من ناحية القيمة والموقع وتختلف باختلاف المكان والاستخدام وطبيعة المنشأ، ويمكن تصنيفها كالتالي:

- ✓ أحمال حية : مثل الأثاث والأجهزة الكهربائية ومواد التخزين غير المثبتة.
- ✓ أحمال الأشخاص: وتختلف باختلاف استخدام المبنى ويؤخذ بعين الاعتبار الأثر الديناميكي في حالة الملاعب والصالات والقاعات العامة.
- ✓ أحمال التنفيذ: وهي الأحمال التي تكون موجودة في مرحلة تنفيذ المنشأ مثل الشدات والرافعات. ويبين الجدول(٣-٢) قيم الأحمال الحية بناء على استخدام المنشأ:

جدول (٣-٢) جدول الأحمال الحية في المباني المختلفة

No.	Type of Area	Live Loads (kN/m^2)
1	Lecture halls	5
2	Roof (including snow loads)	2
3	Cafeteria	5
4	Stairs	5
5	Corridors	4
6	Laboratories	3
7	Ateliers	5
8	Offices	2
9	Work Shops	5
10	Elevator	10

٣.٣.٣ الأحمال البيئية:

وهي الأحمال الناتجة عن العوامل البيئية وتتضمن أحمال الزلازل والثلوج والرياح و أحمال الانكماش والتمدد، وفيما يلي بيان كل حمل على حدة:

١.٣.٣.٣ أحمل الثلوج:

يتم تحديد أحمال الثلوج بالاعتماد على علو المبنى وارتفاعه عن سطح البحر وذلك بناء على الكود المستخدم في تلك المنطقة.

جدول (٣-٣) أحمال الثلوج

ارتفاع المنشأ عن سطح البحر (h) (m)	أحمال الثلوج (kN /m²)
250>h	0
500 > h > 250	(h-250) /1000
1500 > h > 500	(h-400) / 400
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250

واستناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر و الذي يساوي (٨٥٠ م) وتبعا للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالأتي:

$$SL = (h - 400) / 400$$
$$= (850 - 400) / 400$$
$$= 1.125 \text{ kN /m}^2$$

٢.٣.٣.٣ أحمال الرياح:

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى، ولتحديد أحمال الرياح تم اعتماداً على سرعة الرياح القصوى التي تتغير بتغير ارتفاع المنشأ عن سطح الأرض وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض و العديد من المتغيرات الأخرى، و سيتم اعتماد الكود الأردني للحصول على قيم قوى الرياح الأفقية، وهذا يظهر جليا في المعادلة التالية:

$$q = 0.613(v_z)^2$$

حيث أن :

q : الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الأرض المحيطة والوحدة (N/m²) .

Vz: السرعة التصميمية للرياح (م/ث).

$$V_z = V.* S_1 * S_2 * S_3$$

S1: معامل طبوغرافية الأرض ويحدد من خلال جدول رقم ١٣ من الكود الأردني.

S2 : معامل وعورة الأرض ويحدد حسب ما ورد في الجدول رقم ١٤ من الكود الأردني.

S3 : معامل إحصائي ويحدد حسب ما ورد في الجدول رقم ١٥ من الكود الأردني.

و بالرجوع إلى الكود الأردني كانت هذه المعاملات كما يلي :-

$$S_1 = 0.9 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad TABLE\,13$$
$$S_2 = 1.02 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad TABLE\,14$$
$$S_3 = 1 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad TABLE\,15$$
$$V = 35\,m/s \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 4/5/3-b$$
$$\Rightarrow V_z = 35*0.9*1.02*1 = 32.13 \;\; m/s$$
$$\Rightarrow q = 0.613*(32.13)^2 = 632.82 \;\; N/m^2 = 0.633 \;\; kN/m^2$$

و سيتم الاعتماد على هذه القيمة من الضغط الديناميكي للرياح للحصول على القوى التصميمية لفعل الرياح .

٣.٣.٣.٣ أحمال الزلازل:

وهي عبارة عن أحمال أفقية واحمال رأسية تؤثر على المنشأ، وتؤدي إلى تولد عزوم على المنشأ مثل العزوم المعروفة بعزم الانقلاب وعزم اللّي، وأما القوى الأفقية وهي قوى القص فهي تُقاوَمُ بجدران القص الموجودة في المنشأ.

٤.٣.٣.٣ أحمال الانكماش والتمدد :

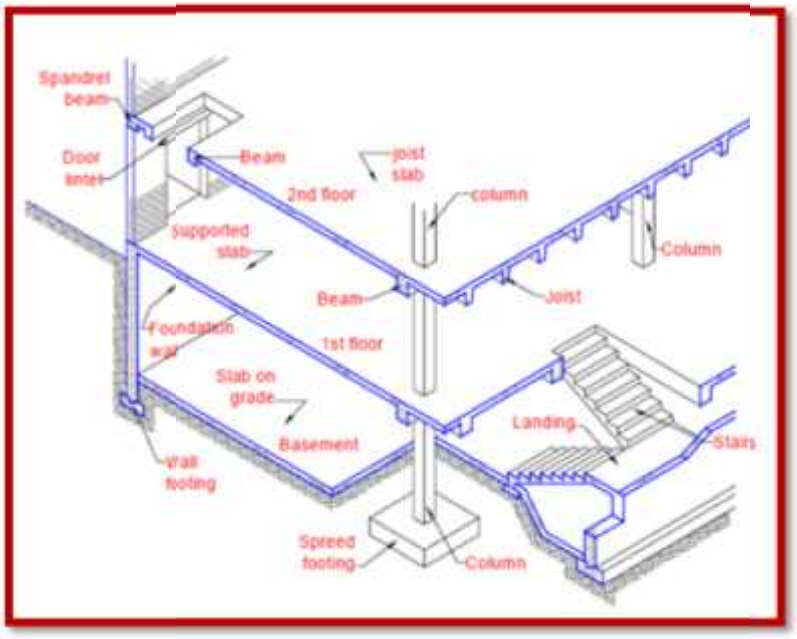
وهي أحمال ناتجة عن تمدد وانكماش العناصر الخرسانية للمبنى نتيجة اختلاف درجات الحرارة خلال فصول السنة، ويتم اخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار من خلال توفير فواصل تمدد داخل المبنى بالرجوع على الكود المستخدم في التصميم.

٣-٤ الاختبارات العملية :

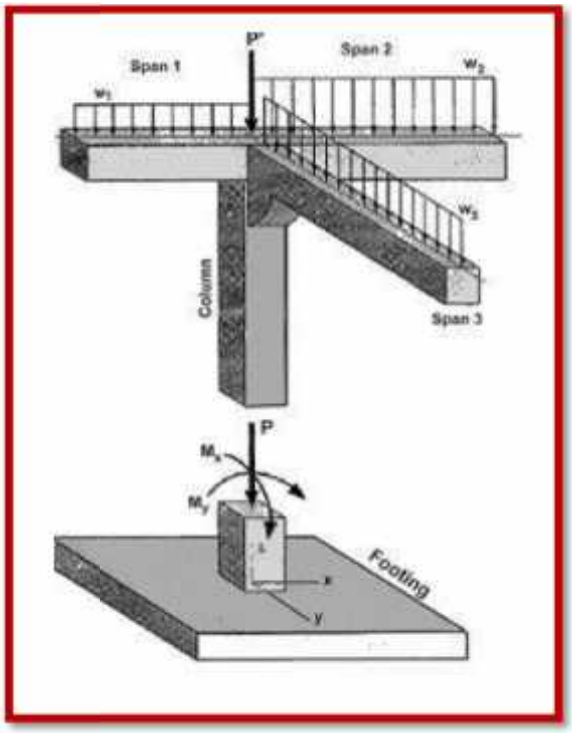
كما في أي مشروع يتم إنشائه يجب القيام بعدة اختبارات عملية (الجيوتقنية) على ارض الواقع (ارض المشروع) ومن هذه الاختبارات اختبار قدرة تحمل التربة في الموقع وتفيد هذه المعرفة في إكمال عملية التصميم بشكل صحيح حيث أن تصميم الأساس يعتمد على قيمة تحمل التربة وتعرف هذه القيمة بمقدار ما تتحمله التربة الإنشائية من أوزان لكل واحد متر مربع وفي هذا المشروع كانت هذه القيمة تساوي ٤ كغم /سم^2

٣-٥ العناصر الإنشائية :

يوضح هذا المخطط بعض العناصر الإنشائية الموجودة في المبنى



الشكل (٣-١) رسم توضيحي للعناصر الإنشائية



الشكل (٣-٢) انتقال الأحمال

وتتمثل هذه العناصر في :

- ✓ الأساسات Foundation .
- ✓ الأعمدة Columns .
- ✓ الجسور Beams .
- ✓ العقدات Slabs .
- ✓ جدران القص Shear wall .
- ✓ الأدراج Stairs .
- ✓ فواصل التمدد.
- ✓ جدران استنادية.

١.٥.٣ العقدات :

العقدات عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرئيسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة ،دون تعرضها إلى تشوهات .

ويوجد نوعان من العقدات شائعة الاستخدام :

١. العقدات المصمتة Solid Slabs .
٢. العقدات المفرغة Ribbed Slabs .

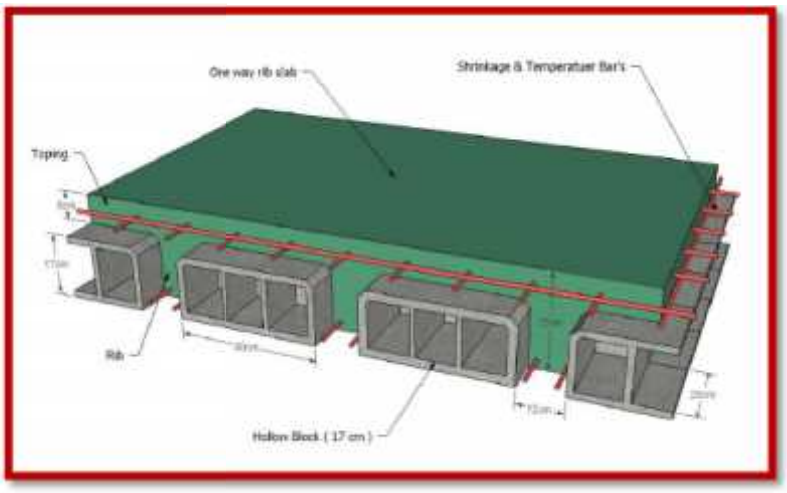
وتقسم العقدات المصمتة إلى قسمين هما :

١. العقدات المصمتة في اتجاه واحد One Way Solid Slabs .
٢. العقدات المصمتة في اتجاهين Tow Way Solid Slabs .

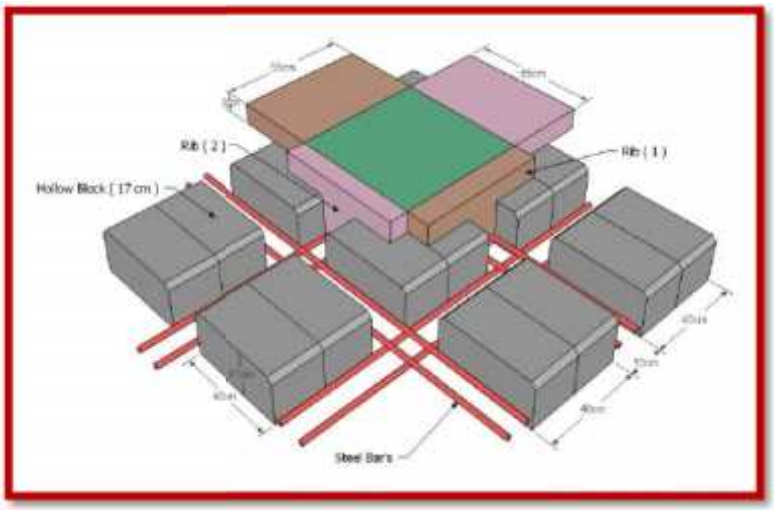
أما العقدات المفرغة فتقسم إلى قسمين هما :

١. عقدات عصب في اتجاه واحد One Way Rib Slabs .
٢. عقدات عصب في اتجاهين Tow Way Rib Slabs .

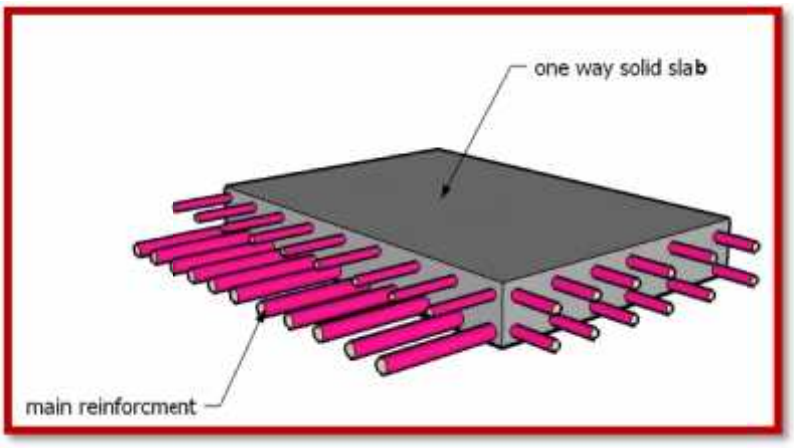
هذا وتستخدم العقدات المصمتة في اتجاه واحد في عقدات مطالع الدرج . أما العقدات المفرغة في اتجاه واحد فإنها تستخدم في تغطية المساحات التي تتراوح الأبعاد بين الأعمدة من ٥-٧ م .
أما عقدات العصب في اتجاهين فتستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبيا .



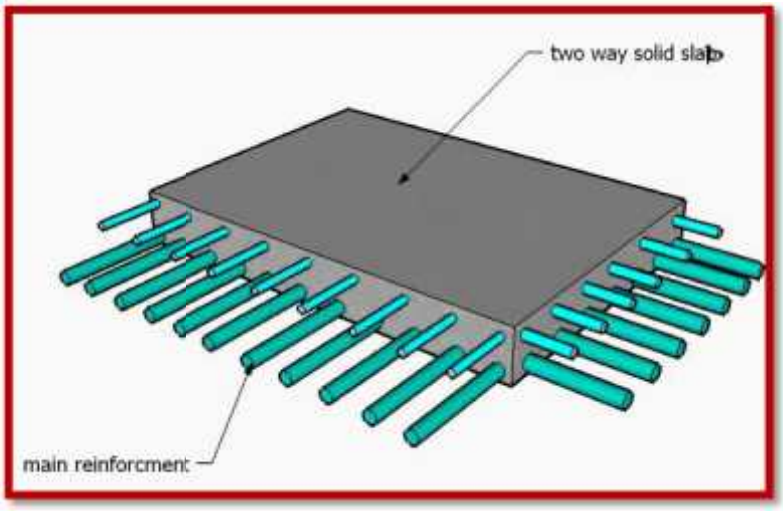
الشكل (٣-٣) عقدة عصب باتجاه واحد



الشكل (٣-٤) عقدة عصب باتجاهين



الشكل (٣-٥) عقدة مصمتة باتجاه واحد



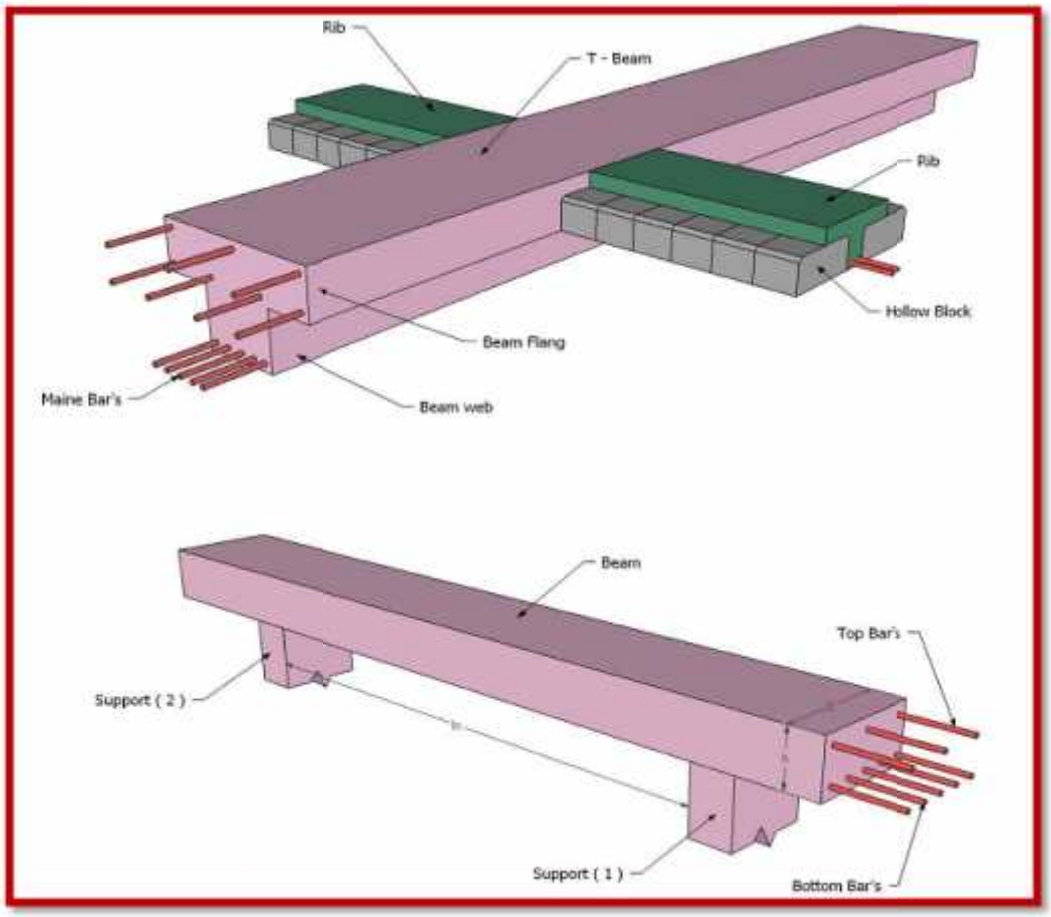
الشكل (٣-٦) عقدة مصمتة باتجاهين

٢.٥.٣ الجسور :

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة .وهي نوعان :

١. الجسور المسحورة : عبارة عن الجسور المخفية داخل العقدة بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة .
٢. الجسور الساقطة : عبارة عن تلك الجسور التي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في احد الاتجاهين السفلي أو العلوي بحيث تسمى هذه الجسور T-section .

وتستخدم الجسور الساقطة في المسافات الكبيرة بين الأعمدة .



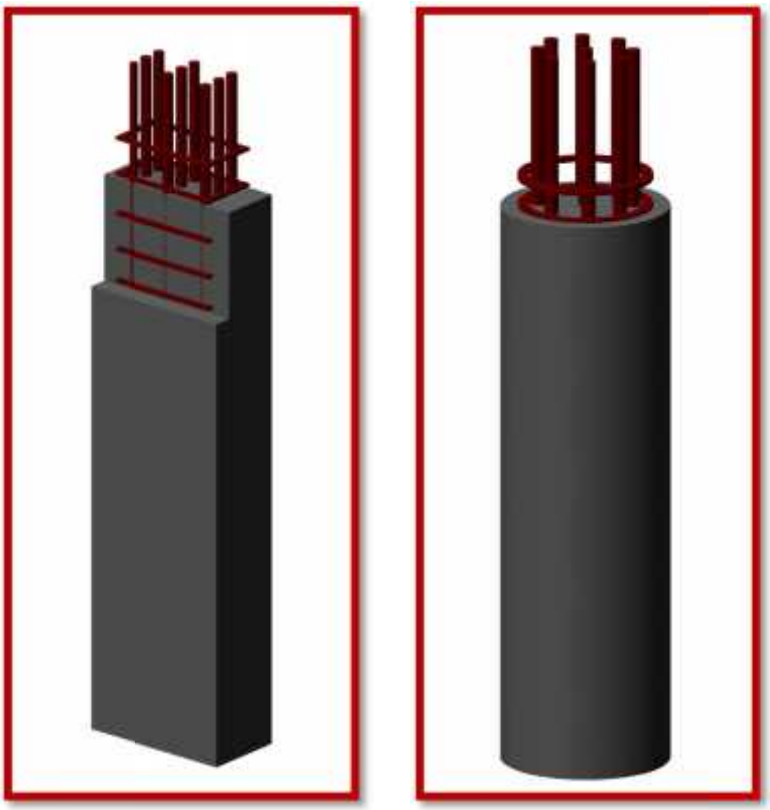
الشكل (٣-٧) أشكال الجسور

تستخدم الجسور في المباني للأغراض التالية:

- توضع الجسور تحت الحوائط لتحميل الحائط عليها تجنبا لتحميله مباشر على البلاطة الخرسانية الضعيفة.
- توضع الجسور أعلى الحوائط للتعتيب عليها وفي هذه الحالة يكون عمق الجسر كاف للنزول حتى منسوب الأعتاب ويمكن أن تكون مساوية أو اكبر من سمك الحائط.
- تقليل طول الانبعاج للأعمدة.
- تقسيم البلاطات الخرسانية ذات المساحات الواسعة إلى أجزاء كل جزء منها بمساحة يمكن تصميمها لتصبح بسمك وتسليح اقتصادي.
- تربيط الأعمدة مع بعضها وذلك لعمل مفعول الإطارات(Frames).
- بين الجسور والأعمدة للحصول على أفضل توزيع لعزوم الانحناء في الجسور.

٣.٥.٣ الاعمدة :

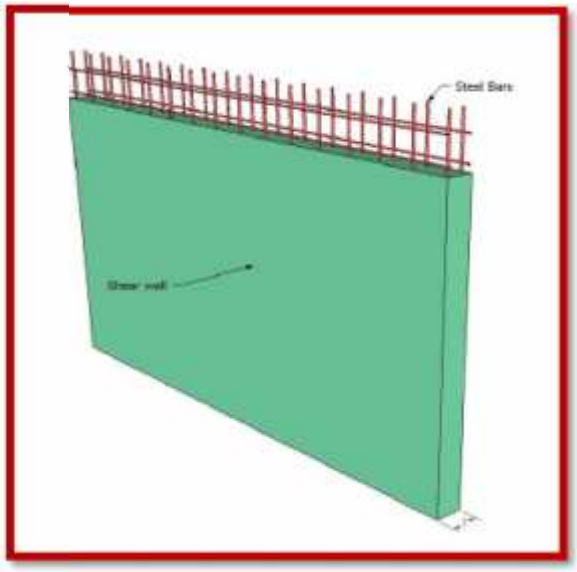
تعتبر الأعمدة العنصر الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري في نقل الأحمال وثبات المبنى، لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها, أما بالنسبة إلى أنواع الأعمدة فهي على نوعين: الأعمدة القصيرة والأعمدة الطويلة. ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل و الدائري و المضلع و المربع و المركب، والمشروع يحتوي على نوعين من الأعمدة هما المستطيلة و الدائرية.



الشكل (٣- ٨) يبين أنواع الأعمدة المستخدمة

٤.٥.٣ جدران القص :

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم **بشكل أساسي** لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) ، ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه **ومركز الثقل** للمبنى أقل ما يمكن. وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد العزوم وآثارها على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية .



الشكل (٣-٩) جدار القص

٥.٥.٣فواصل التمدد:

تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط، وقد تكون الفواصل للغرضين معاً. وعند تحليل المنشآت لدراستها كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية، ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها وفقاً لما يلي:

١. ينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ حسب الكود المعتمد، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها. وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:
   - (40m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.
   - (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.
   - (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
   - (28m) في المناطق الجافة.

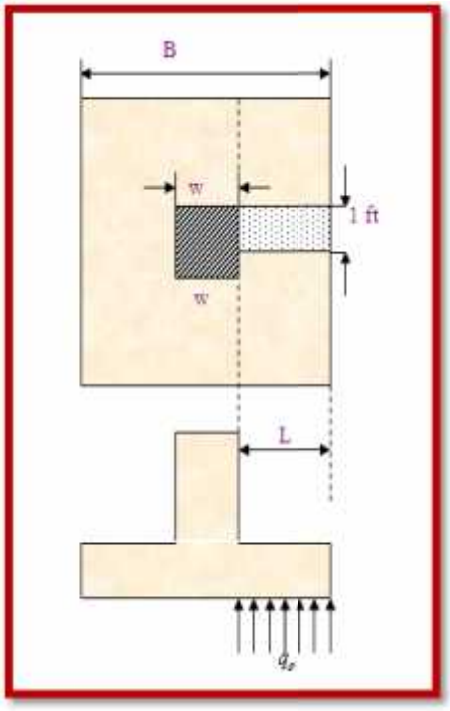
٢. يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (3cm) وهذا ما تم اعتماده في المشروع.

وفي مشروعنا احتجنا إلى استخدام هذه الفواصل الموضحة في المخططات المعمارية.

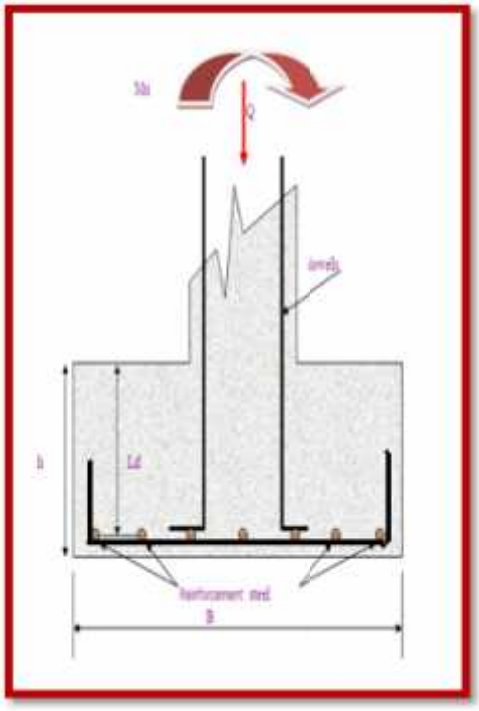
٦.٥.٣ الأساسات :

وهي عبارة عن حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض وتقوم الأساسات بعملية نقل الأحمال من الأعمدة إلى التربة ويكون الأساس مسؤول عن تحمل الأحمال الميتة للمبنى وأيضا الأحمال الديناميكية الناتجة عن الرياح والثلوج والزلازل وأيضا الأوزان الحية داخل المبنى ،ويكون تصميم الأساسات آخر خطوة في عملية التصميم مع أنها أول العناصر التي يتم تنفيذها.

والأساس قد يكون قريبا من سطح الأرض ويسمى بالأساس السطحي (Shallow Foundation) وقد يكون عميقا داخل التربة لنقل أحمال المنشأ إلى طبقات التربة العميقة الأقوى، أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى هذا النوع بالأساس العميق(Deep Foundation) (Piles)



الشكل رقم (٣-١٠) مسقط أفقي للأساس

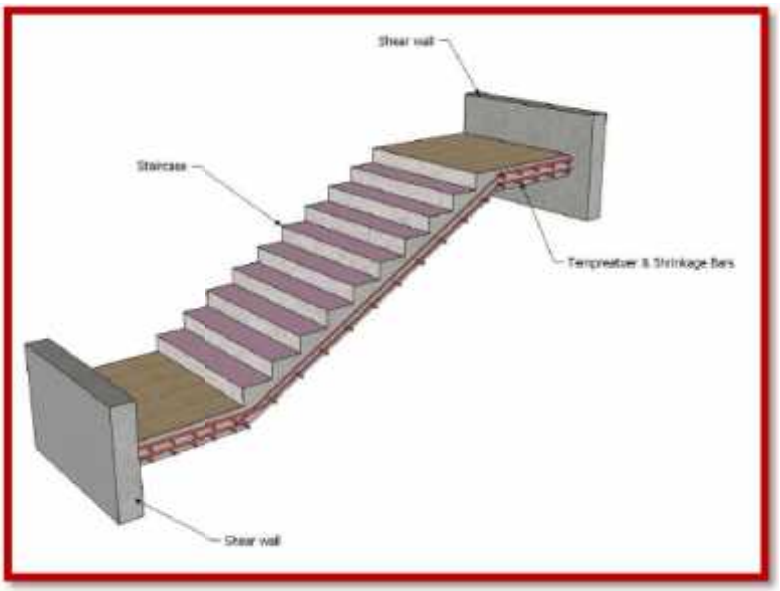


الشكل رقم (٣-١١) قطاع طولي في الأساس

في الشكلين (٣-١٠)، (٣-١١) يتم توضيح كيفية نقل الاحمال من المبنى الى الاساس عن طريق العمود ، وتوضيح عملية مقاومة التربة للاحمال الواقعة عليها من المبنى وايضا توضح عملية توزيع حديد التسليح في الاساس .

٣.٥.٧ الأدراج :

الدراج عبارة عن العنصر المعماري المسئول عن الانتقال الراسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة . ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد .

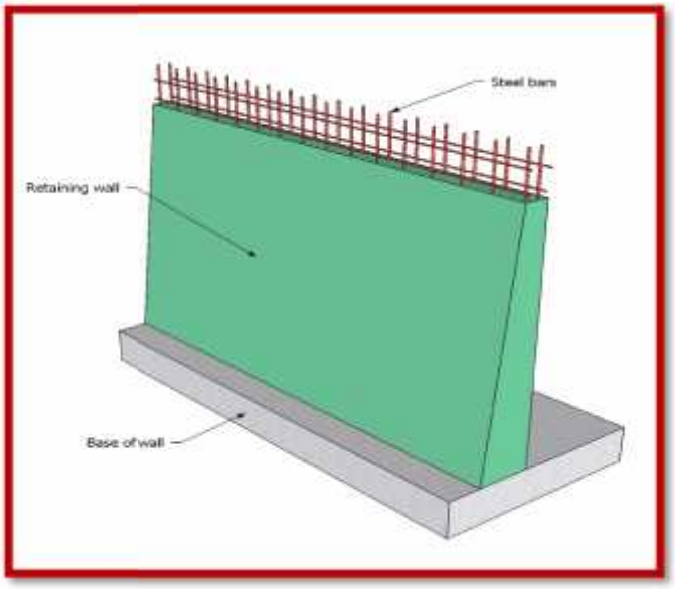


الشكل (٣-١٢) مقطع توضيحي في الدرج

٨.٥.٣ الجدران الإستنادية :

تبنى هذه الحوائط لتسند التراب والماء الذي خلفها وما ينتج عن هذا التراب من ضغوط تحاول أن تقلب أو تحرك هذا الجدار، وتصمم الجدران الإستنادية لمقاومة وزن التربة راسيا وضغوط التربة الأفقية وقوى الرفع من المياه الجوفية وهناك عدة أنواع من الجدران الإستنادية منها :

- جدران الجاذبية (gravity walls) التي تعتمد على وزنها .
- الجدران الكابولية (cantilever walls)
- جدران مدعمة (braced walls)



الشكل (٣-١٣) جدار استنادي

٣-٦ البرامج الحاسوبية المستخدمة:

١. AUTOCAD 2008: و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
٢. STAAD PRO : وذلك لإجراء بعض التحاليل الإنشائية والتصميم لأجزاء المبنى.
٣. PROKON CalcPad: و ذلك لإجراء التصميم للعناصر الإنشائية.
٤. ATIR : للتصميم الإنشائي.
٥. Microsoft Office 2007: وذلك لكتابة وتنسيق المشروع.

Chapter Four

Structural Analysis And Design

4-1 Introduction.

4-2 Determination of Thickness of Ribbed Slabs (T section).

4-3 Load Calculations (T section).

4-4 Design of Topping.

4-5 Design of Ribs(R02) at The Ground Floor.

4-6 Design of Beam (B12) at Ground Floor.

4-7 Design of Column.

4-8 Design of Isolated Footing.

4-9 Design of Combined Footing.

4-10 Design of Basement Wall.

4-11 Design of Strip Footing.

4-12 Design of Mat Foundation.

4-13 Design of One –Way Solid Slab (Stair Slab).

4-14 Design of Stair.

4-15 Design of Shear Wall.

Chapter Four

Structural Analysis And Design

4 - 1 Introduction:

Reinforced concrete, also called ferroconcrete in some countries, is concrete in which reinforcement bars or fibers have been incorporated to strengthen a material that would otherwise be brittle.

Concrete is reinforced to give it extra tensile strength; without reinforcement, many concrete buildings would not have been possible.

Reinforced concrete can encompass many types of structures and components, including slabs, walls, beams, columns, foundations, frames and more.

Much of the focus on reinforcing concrete is placed on floor systems. Designing and implementing the most efficient floor system is key to creating optimal building structures. Small changes in the design of a floor system can have significant impact on material costs, construction schedule, ultimate strength, operating costs, occupancy levels and end use of a building.

If a material with high strength in tension, such as steel, is placed in concrete, then the composite material, reinforced concrete, resists compression but also bending, and other direct tensile actions. A reinforced concrete section where the concrete resists the compression and steel resists the tension can be made into almost any shape and size for the construction industry.

In this chapter we will describe the structural analysis and design of all structural elements such as: slabs, ribs, beams, columns, footing, etc.

The design and construction of reinforced concrete building is controlled by the building code requirements for structural concrete (ACI 318-٠5) of the American Concrete Institute.

4 - 2Determination of Thickness of Ribbed Slabs (T section) :

According to ACI-Code-318-Rm, the minimum thickness of nonprestressed beams or one way slabs unless deflections are computed, given in table (9.5-a), as follows:

For rib (R15) in the Ground Floor, as shown in fig (4.1).

Spans from left to right:

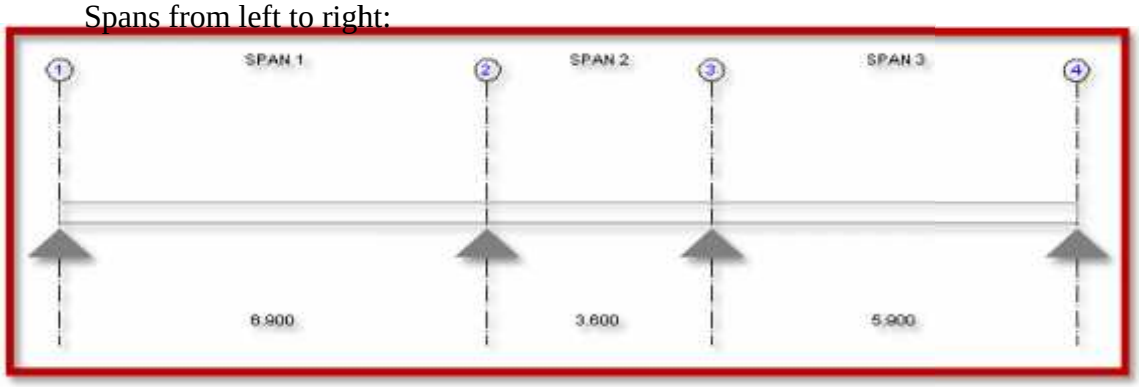


Fig. (4-1) Rib(15) Elevation

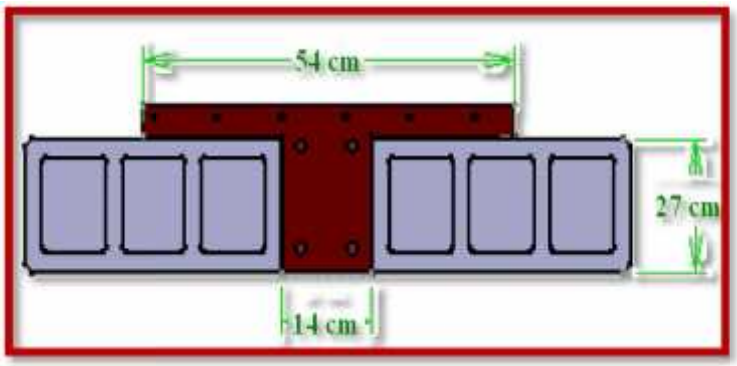


Fig. (4-2) Section of Rib

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

= 620 /18.5 = 33.5 cm

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

= 580/21 = 27.6 cm

⇒ We selected h = 35 cm.

4 - 3 Load Calculations (T section):

Dead load:

Coarse Sand Fill	0.1*0.54*17	= 0.92 kN/m of rib
Tiles + Mortar	0.03*0.54*22	= 0.36 kN/m of rib
Concrete Rib	0.27*0.14*25	= 0.95 kN/m of rib
Block	0.27*0.40*10	= 1.08 kN/m of rib
Topping	0.08*0.54*25	= 1.08 kN/m.
Plaster	0.02*0.54*22	= 0.24 kN/m of rib

Nominal Total Dead Load =

0.92 + 0.36 + 0.95 + 1.08 + 1.08 + 0.24 = 4.63 kN/m of rib

Nominal Total live load = 5 * 0.54 = 2.7 kN/m of rib

Total Dead Lad (Unfactored) = 4.63/0.54 = 8.57 kN/m^2

Total live load = 5 kN/m^2

4 – 4 Design of Topping:

Factor load From ACI code the equation tell that:

DL =1.2 (4.63) = 5.56 kN/m of rib.

LL = 1.6 (2.7) = 4.32 kN/m of rib.

qu = 1.2 DL + 1.6 LL= 5.56+ 4.32 = 9.88 kN/m of rib

qu = 1.2 DL + 1.6 LL.

q_u = 1.2 (8.57) + 1.6 (5) = 18.3 kN/m^2.

⇒ For a one meter strip q_u = 18.3 kN/

$\Rightarrow$ Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{18.3 \times (0.4)^2}{12} = 0.244 \ \ kN.m$$

$$Mn = 0.42\sqrt{fc'} \times \frac{b \times h^2}{6}$$

$$= 0.42 \ \sqrt{24} \times \frac{1000*80^2}{6} = 2.2 \ \ kN.m\,.$$

$¤ \times Mn = 0.55 * 2.2 = 1.21 kN.m.$

$¤ \times Mn = 1.21 kN.m > Mu = 0.224 kN.m.$

The Topping can be constructed in plain concrete, Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement:

$° = 0.0018$

$As_{\min} = ° \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 8 = 1.44 cm^2 / 1m.$

Use 1Φ8/20 cm (5Φ8/1m), with $As = 2.51 \text{cm}^2/\text{1m}$ both directions.

$As = 2.51 \text{cm}^2/\text{m} > As_{\min} = 1.44 \text{cm}^2/\text{m}$

4 – 5 Design of Ribs (R02) at Ground Floor:

Fig.(4-3) Structural Key Plane

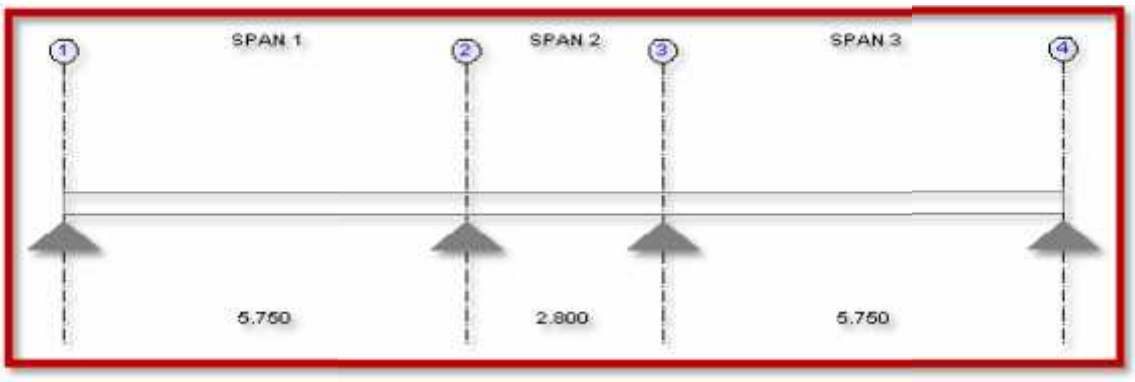


Fig. (4-4) Spans Length of Rib (R02)

Using "Atir" software for the following values of moment and shear:

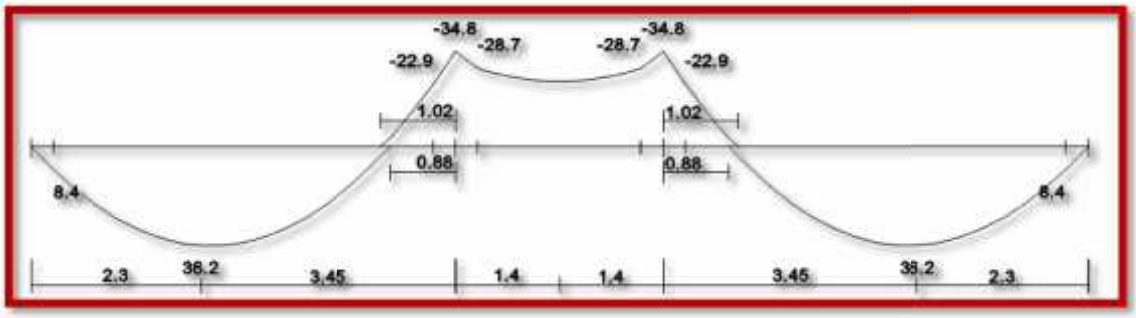


Fig. (4-5) Envelope Moment Diagram of Rib (R02)

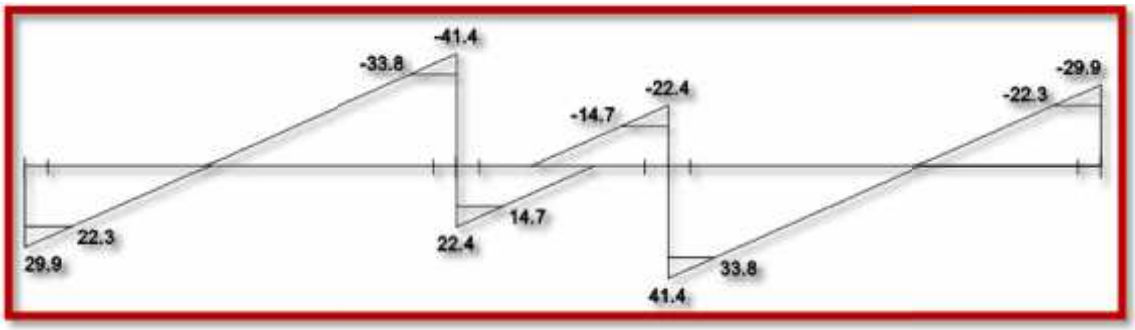


Fig. (4-6) Envelope Shear Diagram of Rib (R02)

4.5.1 Design of Negative Moment for Rib (R02):

Assume slab is fixed at support points (Ribs)

Supports (2) and (3):

Maximum negative moment is Mu = -34.8 kN.m

Mn = 34.8 / 0.9 = 38.67 kN.m

d = h – cover – Φ_s – $\Phi/2$ = 35 – 2 –0.8– 1.4/2 = 31.5 cm

$$m = \frac{fy}{0.85\times fc'} = \frac{410}{0.85\times 24} = 20.1$$

$$Rn = \frac{Mn}{b\times d^2} = \frac{34.8\times 10^6}{140\times (315)^2} = 2.51 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.1)(2.51)}{410}}\right) = 0.0066$$

$As_{req.}$ = 0.0066 (14) (31.5) = 2.91 cm^2

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(410)}(14)(31.5) \geq \frac{1.4}{410}(14)(31.5)$$

$As_{\min} = 1.32 cm^2 < 1.51 cm^2$ ……the larger is control

$As_{\min} = 1.51 cm^2$

$As_{req.} = 2.91 cm^2 > As_{\min} = 1.51 cm^2$ ……..controls

No. of bars = As/ As_{bar} = 2.91/1.54 = 1.89 bars * Note $A_{\Phi 14}$ = 1.54 cm²

Select 2 Φ 14 mm …… Total $As_{provided}$ = 3.08 cm².

- **Check for yielding**

Tension = compression

As × fy = 0.85 × f_c × b × a

$$2\times1.54\times10^2\times410=0.85\times24\times140\times a$$

$$a=44.22mm$$

$$x=\frac{a}{1}=\frac{44.22}{0.85}=52.02mm$$

$$£_s=\frac{315-52.02}{52.02}\times0.003$$

$$£_s=0.015>0.005$$

$\Rightarrow$ Ok

4.5.2 Design of Positive Moment for Rib (R02):

This design for spans (1) and (3) are as follows:

Effective flange width (b_E) according to ACI-code (8.10.2):

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

$b_E = L_c / 4 = 5.15/4 = 129$cm

b_E = 14 + 16 t = 14 + 16 (8) = 142 cm

b_E = C / C spacing = 54 cm …….. controls

Use Mu max. Positive for spans = 36.2 kN.m

Mn = 36.2 / 0.9 = 40.22 kN.m

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

Assume a = t = 8cm

C = 0.85 $f_c^{'}\times a\times b_E$

C= 0.85 (24) (80) (540) = 881.3 kN

Mn = T or C (d – 0.5 a) = 881.3 (0.315 – 0.5 (0.08)) = 242.4 kN.m

Mn available =242.4 kN.m > Mn required = 40.22 kN.m

Then design as a rectangular with b_E = 54 cm

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$R_n = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{40.22 \times 10^6}{540 \times (315)^2} = 0.75MPa$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.1)(0.75)}{410}}\right) = 0.0018$$

$$As = \circ \times b \times d$$

$$As_{req.} = 0.0018 \times 54 \times 31.5 = 3.06 cm^2$$

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

$$As_{min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{(410)}(14)(31.5) \geq \frac{1.4}{410}(14)(31.5)$$

$$As_{min} = 1.32cm^2 < 1.51cm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots \text{the larger control}$$

$$As_{min} = 1.51cm^2$$

$As_{req.}$ =3.06 cm^2> As_{min} = 1.51cm^2…….ok

So select 2Φ14

$As_{provided}$ = 3.08 cm^2.

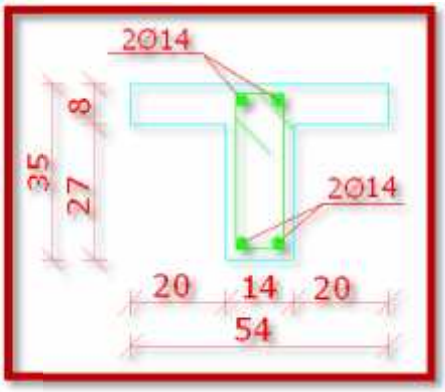


Fig. (4-7) Cross Section of Rib(02)

- **Check for yielding**

T = C

$$As \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$$

$$2 \times 1.54 \times 10^2 \times 410 = 0.85 \times 24 \times 540 \times a$$

$$a = 11.46mm$$

$$x = \frac{a}{_1} = \frac{11.46}{0.85} = 13.50mm$$

$$£_s = \frac{315 - 13.5}{13.5} \times 0.003$$

$$£_s = 0.067 > 0.005$$

$\Rightarrow$ Ok

4.5.3 Design of Shear for Rib (R02):

ACI – 318 – Categories for shear design:

Vu_{critical} = 33.8 kN

Use Φ10 with two legs

$$Av = 2 \times 3.14 \times 1.0^2 / 4 = 1.57 \text{ cm2}$$

1. $$Vu \le \frac{1}{2} \Phi Vc$$

$$\frac{1}{2} \Phi \, Vc = \frac{1}{2} \times \Phi \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times b_w \times d$$

$$= \frac{1}{2} \Phi \, Vc = \frac{1}{2} \times 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 140 \times 315$$

= 13.5kN

Length of the region:

$$X1=\frac{\frac{1}{2}\Phi V_c}{qu}=\frac{13.5}{9.88}=1.37m$$

$Vu > \frac{1}{2}\Phi\ Vc$……not control

No shear reinforcement is required

Use 1Φ8/20cm……the minimum shear reinforcement

2. $\frac{1}{2}\Phi Vc \le Vu \le \Phi Vc$

$\Phi\ Vc=13.5\times 2=27KN$

$Vu > \Phi\ Vc$……not control

Length of the region:

$$X2=\frac{\Phi V_c}{qu}-X1=\frac{27}{9.88}-1.37=1.36m$$

Minimum shear reinforcement is required

Use 1Φ8/20cm

3. $\Phi Vc \le Vu \le \Phi Vc + \Phi Vs_{min}$

$\Phi Vs_{min} = 0.75\ (\frac{1}{3})\times bw \times d$

$\Phi Vs_{min} = 0.75\ (\frac{1}{3})\times 0.14\times 0.315\times 10^3 = 11.03kN$

$\Phi Vc + \Phi Vs_{min} = 27 + 11.03 = 38.03kN$

$Vu = 33.8kN < \Phi Vc + \Phi Vs_{min} = 38.03kN$ …… control

Length of the region:

$$X3=\frac{\Phi Vc+\Phi Vs_{min}}{qu}-X2-X1=\frac{38.03}{9.88}-1.36-1.37=1.12m$$

Minimum shear reinforcement is required

$$\Phi Vs_{req.} = \Phi Vs_{\min} = 11.03kN$$

$$S_{req.} = \frac{\Phi \times Av \times fy \times d}{\Phi Vs_{req.}} = \frac{0.75 \times 1.57 \times 100 \times 410 \times 315}{11.03 \times 10^3} = 137.9cm$$

$$S_{req.} < \frac{d}{2} = \frac{31.5}{2} = 15.75cm$$

Then Select $S = 15\text{cm} < \frac{d}{2}$.....*ok*

Select 1 Φ 10 / 15 cm.

4 - 6 Design of Beam (B12) at Ground Floor:

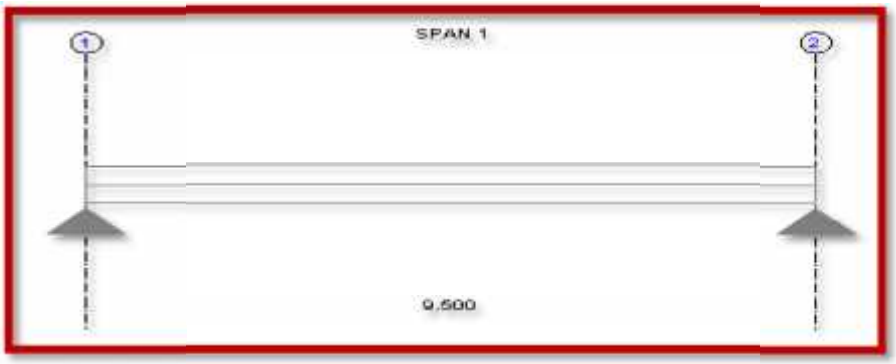


Fig. (4-8) Span Length of Beam (B12)

Using "Atir" software for the following values of moment and shear:

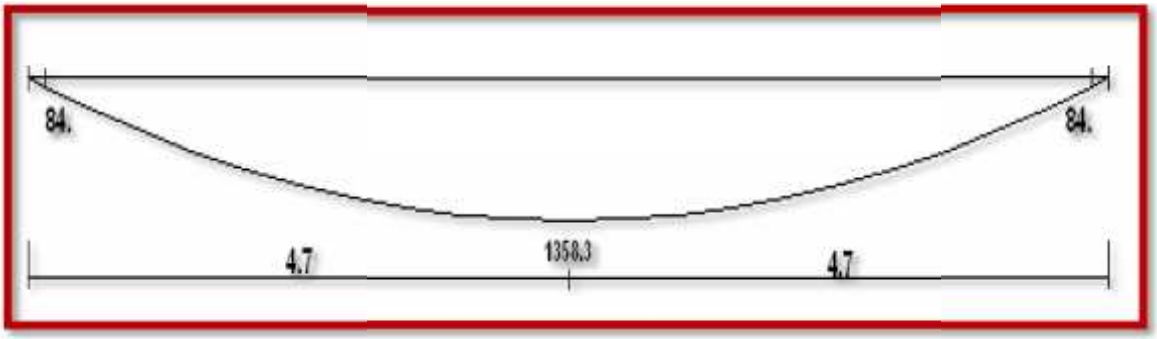


Fig. (4-9) Envelope Moment Diagram of Beam (B12)

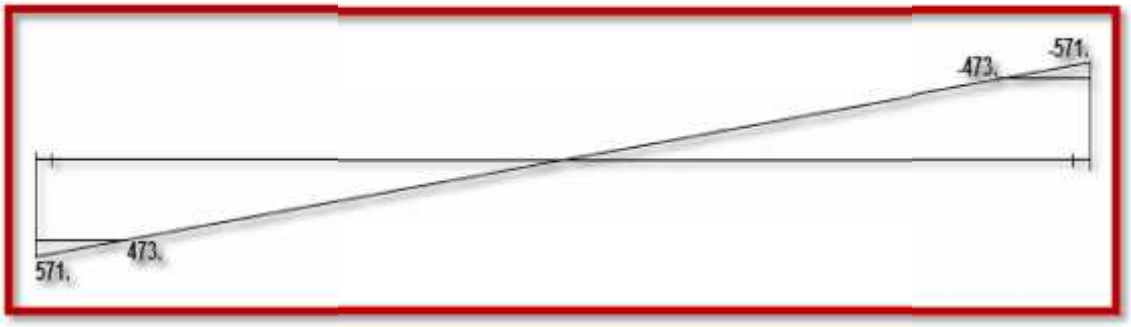


Fig. (4-10) Envelope Shear Diagram of Beam (12)

4.6.1 Design of Positive Moment for Beam (B12):

$$d = 70 - 3 - 1 - \frac{2}{2} = 65 \ \ cm$$

$$Mu = 1358.3 \text{kN.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{1358.3}{0.9} = 1509.2 \ \ kN.m$$

Max Mn for a singly reinforced section:

$$\frac{0.003}{x} = \frac{0.003 + 0.005}{d}$$

$$x = 24.375cm$$

$$a = \ _1 \times x$$

$$a = 0.85 \times 24.375 = 20.72cm$$

$$x_{max} = 24.375cm$$

$$a_{max} = 20.72cm$$

$$C_c = 0.85 \times f_c^{'} \times b \times a$$

$$C_c = 0.85 \times 24 \times 400 \times 207.2$$

$$C_c = 1690.75kN$$

$$Mn_{\max \sin gly} = C \ \ or \ \ T(d - a/2)$$

$Mn_{\max \sin gly} = 1690.75(0.65 - 0.2072/2)$

$Mn_{\max \sin gly} = 923.83 kN.m$

$Mn_{req.} = 1509.2 \ \ kN.m$

$Mn_{req.} = 1509.2 \ \ kN.m > Mn_{\max \sin gly} = 923.83 \ \ kN.m$

$\Rightarrow$ The section must be doubly reinforced section:

Required moment strength from the compression steel.

The difference between $Mn_{req.}$ and $Mn_{max\ singly}$ will be carried from the compression steel.

$\Delta Mn = Mn_{req.} - Mn_{\max \sin gly}$

$\Delta Mn = 1509.2 - 923.83 = 585.37 \ \ kN.m$

$Mn = C_s(d - d')$

$585.37 = C_s(0.65 - 0.05)$

$C_s = 975.62 \ \ kN$

$\Rightarrow$ Check if compression steel yields or No:

$$\frac{£_s'}{24.375 - 5} = \frac{0.003}{24.375}$$

$\Rightarrow £_s' = 0.0024 > 0.002 .....ok$

$\Rightarrow$ Compression steel yields

$f_s' = fy = 410 \ \ Mpa$

$C_s = (f_s' - 0.85 f_c')A_s'$

$975.62 \times 10^3 = (410 - 0.85 \times 24)A_s' \times 100$

$A_s' = 25.04 \ \ cm^2$

Use 8Φ 20

$A_s' \ provided = 8 \times 3.14 = 25.12 \ \ cm^2$

$\Rightarrow$ Required As:

Effective flange width (b_E) according to ACI-code (8.10.2):

$t \geq 0.5 * b_w$ …… $b_E = 4 * b_w \leq b$

$t = 35cm > 0.5*40 = 20$ cm …….. $b_E = 4*40 = 160$ cm $\leq b = 80cm$

$\Rightarrow$ $b_E = 80$ cm.

Determine Mn for (a = t)

$Mn = C\ \ (d - t/2)$

$C = 0.85 * fc' * b_E * t$

$C = 0.85 * 24' * 800 * 350 = 5712\ \ kN$

$Mn = 5712\ \ (65 - 35/2) = 2713.2\ \ kN.m$

Mn at (a=t) > Mn req …… a < t

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$R_n = \frac{Mnreq}{b_E \times d^2} = \frac{1509.2 \times 10^6}{800 \times (650)^2} = 4.47 MPa$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.1)(4.47)}{410}}\right) = 0.0125$$

$As = \rho \times b \times d$

$$\Rightarrow \quad As_{req.} = 0.0125 \times 80 \times 65 = 65\ \ cm^2$$

$$A_s\ provided = 14 \times 4.91 = 68.74\ \ cm^2 > As_{req} = 65\ \ cm^2$$

- **Check for yielding**

T = C

$$As \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$$

$$14 \times 4.91 \times 10^2 \times 410 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 172.7 mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{172.7}{0.85} = 203.2 mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{650 - 203.2}{203.2} \times 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.0066 > 0.005$$

$\Rightarrow$ Ok

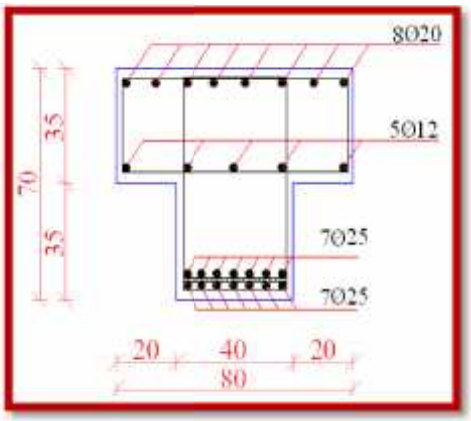


Fig. (4-11) Cross Section of Beam (12)

4.6.2 Design of Shear for Beam (B12):

ACI – 318 – Categories for shear design:

$q_{u(\text{applied on beam})}$=1.2(57)+1.6(32.5)=120.4 kN/m

Vu_{critical} = 473 kN

Use Φ10 with two legs

$Av = 2\times 3.14\times 10/4 = 1.57\ \text{cm}2$

1. $Vu \le \frac{1}{2}\Phi Vc$

$$\frac{1}{2}\Phi\ Vc = \frac{1}{2}\times\Phi\frac{\sqrt{fc'}}{6}\times b_w\times d$$

$$= \frac{1}{2}\times 0.75\times\frac{\sqrt{24}}{6}\times 400\times 650$$

$$= 79.61\ \text{kN}$$

Length of the region:

$$X1 = \frac{\frac{1}{2}\Phi V_c}{qu} = \frac{79.61}{120.4} = 0.66m$$

$Vu > \frac{1}{2}\Phi\ Vc$……..not control

No shear reinforcement is required

Use 1Φ10/30cm……the minimum shear reinforcement

2. $\frac{1}{2}\Phi Vc \le Vu \le \Phi Vc$

$$\frac{1}{2}\Phi\ Vc = \frac{1}{2}\times\Phi\frac{\sqrt{fc'}}{6}\times b_w\times d$$

$$\Phi\ Vc = 79.61\times 2 = 159.22kN$$

$Vu > \Phi\ Vc$……..not control

Length of the region:

$$X2 = \frac{\Phi V_c}{qu} - X1 = \frac{159.22}{120.4} - 0.66 = 0.66m$$

Minimum shear reinforcement is required

Use 1Φ10/30cm

3. $\Phi Vc \le Vu \le \Phi Vc + \Phi Vs_{min}$

$$\Phi Vs_{min} = 0.75(\frac{1}{3}) \times bw \times d$$

$$\Phi Vs_{min} = 0.75(\frac{1}{3}) \times 0.4 \times 0.65 \times 10^3 = 65kN$$

$$\Phi Vc + \Phi Vs_{min} = 159.22 + 65 = 224.22kN$$

$Vu > \Phi Vc + \Phi Vs_{min}$ ……not control

Length of the region:

$$X3 = \frac{\Phi Vc + \Phi Vs_{min}}{qu} - X2 - X1 = \frac{224.22}{120.4} - 0.66 - 0.66 = 0.54m$$

Minimum shear reinforcement is required

$$\Phi Vs_{req.} = \Phi Vs_{min} = 65kN$$

$$S_{req.} = \frac{\Phi \times Av \times fy \times d}{\Phi Vs_{req.}} = \frac{0.75 \times 1.57 \times 100 \times 410 \times 650}{65 \times 10^3} = 48.28cm$$

$$S_{req.} < \frac{d}{2} = \frac{65}{2} = 32.5cm$$

Then Select S = 30cm $< \frac{d}{2}$……ok

Select 1 Φ 10 / 30 cm.

4. $\Phi Vc + \Phi Vs_{min} \le Vu \le \Phi Vc + \Phi \times \frac{1}{3}\sqrt{fc'} \times bw \times d$

$$\Phi Vs = \Phi \frac{\sqrt{fc'}}{3} \times bw \times d$$

$$\Phi Vs = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{3} \times 400 \times 650 = 318.43KN$$

$$\Phi Vc + \Phi \times \frac{1}{3}\sqrt{fc'} \times bw \times d = 159.22 + 318.43 = 477.65 < Vu$$

Length of the region:

$$X4 = \frac{\Phi Vc + \Phi \times \frac{1}{3}\sqrt{fc'} \times bw \times d}{120.4} - X3 - X2 - X1 = \frac{477.65}{120.4} - 0.54 - 0.66 - 0.66 = 2.1m$$

$$\Phi Vs_{req.} + \Phi Vc \geq Vu$$

$$\Rightarrow \Phi Vs_{req.} = Vu - \Phi Vc = 477.65 - 159.22 = 318.43kN$$

$$S_{req.} = \frac{\Phi \times Av \times fy \times d}{\Phi Vs_{req.}} = \frac{0.75 \times 1.57 \times 100 \times 410 \times 650}{318.43 \times 10^3} = 9.86cm.....control.$$

$$S \leq \frac{d}{2} = \frac{65}{2} = 32.5cm.$$

Select 1 Φ 10 / 10 cm

5. $$\Phi Vc + \Phi Vs_{\min} \leq Vu \leq \Phi Vc + \frac{2}{3}\Phi\sqrt{fc'} \times bw \times d$$

$$\Phi Vc + \frac{2}{3}\Phi\sqrt{fc'} \times bw \times d = 159.22 \times 10^3 + \frac{2}{3} \times 0.75 \times \sqrt{24} \times 400 \times 650 = 796.09 > Vu$$

Length of the region:

$$X5 = L_{tot} - X4 - X3 - X2 - X1 = 9.5 - 2.1 - 0.54 - 0.66 - 0.66 = 5.54m$$

$$\Phi Vs_{req.} + \Phi Vc \geq Vu$$

$$\Rightarrow \Phi Vs_{req.} = Vu - \Phi Vc = 562 - 159.22 = 402.78KN$$

$$S_{req.} = \frac{\Phi \times Av \times fy \times d}{\Phi Vs_{req.}} = \frac{0.75 \times 1.57 \times 100 \times 410 \times 650}{402.78 \times 10^3} = 7.79cm.....controls.$$

$$S \leq \frac{d}{4} = \frac{65}{4} = 16.25cm.$$

Select 1 Φ 10 / 5 cm.

4 -7 Design of Column:

4.7.1 Design of Short Column (C07 – Parking Floor):

4.7.1.1 Design of Longitudinal Reinforcement:

Select column (*C*07) in the ground floor for design.

$p_u = 4880 \ \ kN$

$p_{n\,req} = \frac{4880}{0.65} = 7507.7 \ \ kN$

$Use° = °g = 1.6 \ \%$

$Pn = 0.8 * Ag * [0.85 * fc' + °g(fy - 0.85 * fc')]$

$7507.7 \times 10^{+3} = 0.8 * Ag * [0.85 * 24 + 0.016 * (410 - 0.85 * 24)]$

$Ag_{req.} = 3508.21 \ \ cm^2.$

$Use \ \ 65 \ \ cm \times 55 \ \ cm \Rightarrow Ag = 3575 \ \ cm^2 > 3508.21 \ \ cm^2 ..ok$

$55 \ \ cm > \min imum \ \ \dim. = 25cm.....ok$

To find ρ required for Ag = 3575 cm^2

The same equation can be applied as follows:

$Pn = 0.8 * Ag * [0.85 * fc' + °g(fy - 0.85 * fc')]$

$7507.7 \times 10^{+3} = 0.8 * 3575 * [0.85 * 24 + ° * (410 - 0.85 * 24)]$

$° = 0.015$

$As_{req.} = 0.015 * 3575 = 53.63 \ \ cm^2$

$Select \ \ 18¤20 ... As_{Pr\,ov.} = 56.55 \ \ cm^2 > As_{req.} = 53.63 \ \ cm^2 ....ok$

Check if the column is short or long

$\left(\frac{k.L_u}{r}\right) \le (34 - 12\left(\frac{M_1}{M_2}\right)) \le 40 .....ACI.10 - 12 - 2$

$L_u : Actualun \ \ \sup ported\,(unbraced)length$

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

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

I: Moment of inertia

A: Cross sectional area of the column

$$I = \frac{bh^3}{12} .... for \ \ rec\tan gular \ \ sec tion$$

$$A = b * h$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12 * b * h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.3 * h$$

$$r = 0.3 * 0.55 = 0.165m$$

$$k = 1.0$$

$$Lu = 3.25 \ \ m$$

$$\frac{k.L_u}{r} = \frac{1 * 3.25}{0.165} = 19.7 < 22$$

$$\therefore Short \ \ \ Column$$

4.7.1.2 Design of the Tie Reinforcement:

$$Spacing \le 16 \times d_b (Longitudinal.bar.diameter) = 16 \times 2.0 = 32 \ \ cm.$$

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

$$Spacing \le Least.\dim ension = 55 \ \ cm$$

$$use \ \ \Phi 10@30cm$$

But the spacing between ties must be reduced by the factor of 0.67 in above and below the slab by a length which must be greater than the long dimension of the column as follows:

Long diminution for the column = 65 cm

Spacing between ties = 0.67 * 30 = 20 cm

So, 50 cm below the slab and 50 cm above the slab must the ties be every 10 cm

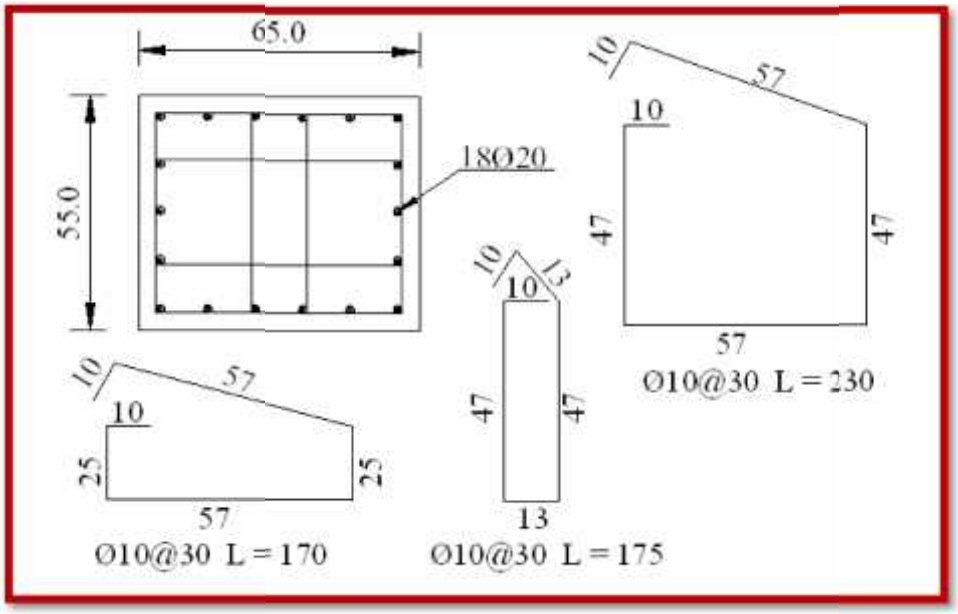


Fig.(4-12) Detail Of Column (07)

4.7.2 Design of Long Column(C 05 Ground Flour):

4.7.2.1 Design Of Longitudinal Reinforcement:

Select column (C05) for design.

Pu = 1925 kN

Pn = 1925/(0..65) = 2961.45 kN

$$°g = 1.2\ \%$$

$$Pn = 0.8 * Ag\{0.85 * fc' + °g(fy - 0.85\,fc')\}$$

$$2961.45 \times 10^3 = 0.8 * Ag[0.85 * 24 + 0.012 * (410 - 0.85 * 24)]$$

$$Ag = 1476.33\ cm^2$$

$$Select\ \ 50X30cm \Rightarrow Ag_{\Pr ovided} = 1500\ cm^2$$

Lu = 3.25 m

M1 & M2 =1

K=1 , According to ACI 318-2005 The effective length factor, ***k***, shall be permitted to be taken as 1.0.

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \quad \text{..... ..... } ACI$$

$$\frac{1*3.25}{0.3*0.3} = 36.11 > 22$$

$$\therefore \text{ long Coloumn}$$

Check slenderness limit:

$$\frac{klu}{r} = 36.11 < 100$$

Slenderness limit not exceeded.

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+{}_d} \quad \text{..... .....[} ACI\ 318-2005\ ]$$

$$E_c = 4750\sqrt{fc'} = 4750*\sqrt{24} = 23270.15\,Mpa$$

$${}_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2(1155)}{1925} = 0.72$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.5*0.3^3}{12} = 1.13*10^{-3}\,m^4$$

$$EI = \frac{0.4*23270.15*10^6*1.13*10^{-3}}{1+0.72} = 6.12 \quad MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{®^2 EI}{(KLu)^2} \quad \text{..... ..... } ACI\ 318-2005$$

$$P_c = \frac{3.14^2*6.12}{(1.0*3.25)^2} = 5.71MN.$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \quad \text{..... ..} ACI\ 318-2005$$

$$Cm = 1 \text{ ..... According to } ACI\ 318-2005$$

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1-(Pu/0.75P_{c)}} \geq 1.0 \quad \text{..... ..... } ACI\ 318-2005$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-(1925/0.75*5710)} = 1.82 > 1$$

$e_{\min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 325 = 24.75\,mm = 0.02475\ m$

$e = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.02475 * 1.82 = 0.05$

$\frac{e}{h} = \frac{0.05}{0.4} = 0.125$

From Interactio n Diagram

$\frac{¤P_n}{A_g} = \frac{1925}{0.5 * 0.3} * \frac{145}{1000} = 1.86\ \ Psi$

$°_g = 0.012$

$A_s = ° * A_g = 0.012 * 50 * 30 = 18\ \ cm^2$

fc´=24 Mpa = 3.48Ksi use 3 Ksi

Fy = 410Mpa =60.1 Ksi use 60 Ksi

d' = 4+1+1= 6cm

d = 30 - 6 = 24cm

$\gamma = \left(\frac{d-d'}{h}\right) = \left(\frac{24-6}{30}\right) = 0.6$

From chart $° g < °_{\min}$

$⇨ °_g = 0.01$

From Prokon Software (Fig. 4-13)

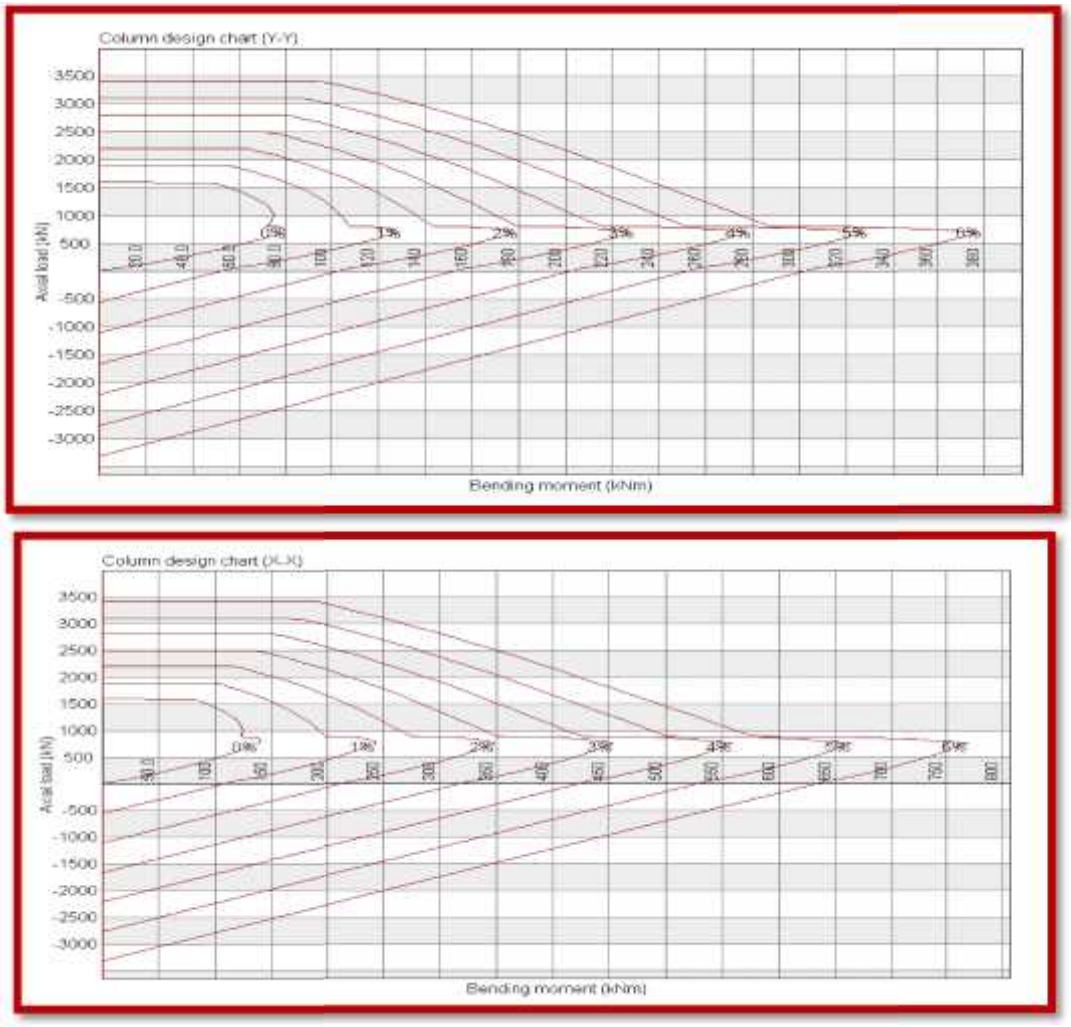


Fig.(4-13) Interaction Diagram

$$Check \quad ¤.P_n > P_u$$

$$¤Pn_{\max} = ¤.\left[0.8 * \left\{0.85 * fc'(A_{g-}A_{st}) + f_y A_{St}\right\}\right] \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots ACI\,318-2005$$

$$= 0.65\left[0.8 * \left\{0.85 * 24(150000 - 4906) * 10^{-6}) + 400 * 4906 * 10^{-6}\right\}\right]$$

$$= 2486.85 \ kN > 1800 \ kN \qquad Ok$$

$$\therefore \quad Select \ 10¤25 \Rightarrow As_{\text{Pr ovided}} = 49.06cm^2 > As_{req.} = 40cm^2$$

4.7.2.2 Design of the Tie Reinforcement:

$Spacing \le 16 \times d_b\,(Longitudinal.bar.diameter) = 16 \times 2.5 = 40cm.$

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

$Spacing \le Least.\dim ension = 30cm$

$\therefore$ *Use* 1¤10@20*cm*

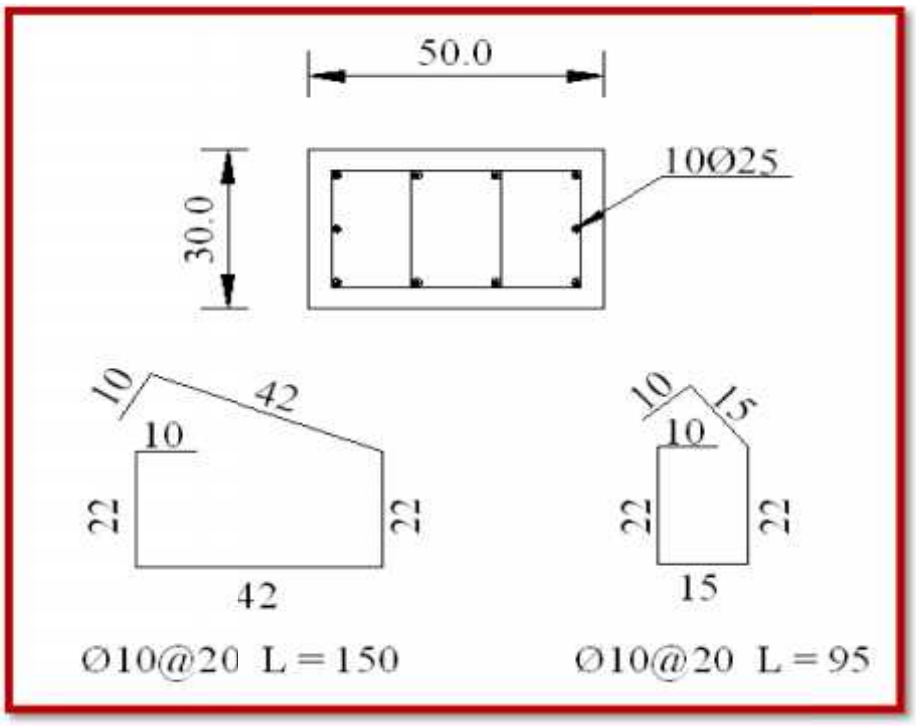


Fig.(4-14) Detail Of Column (05)

4 - 8 Design of Isolated Footing (F01):

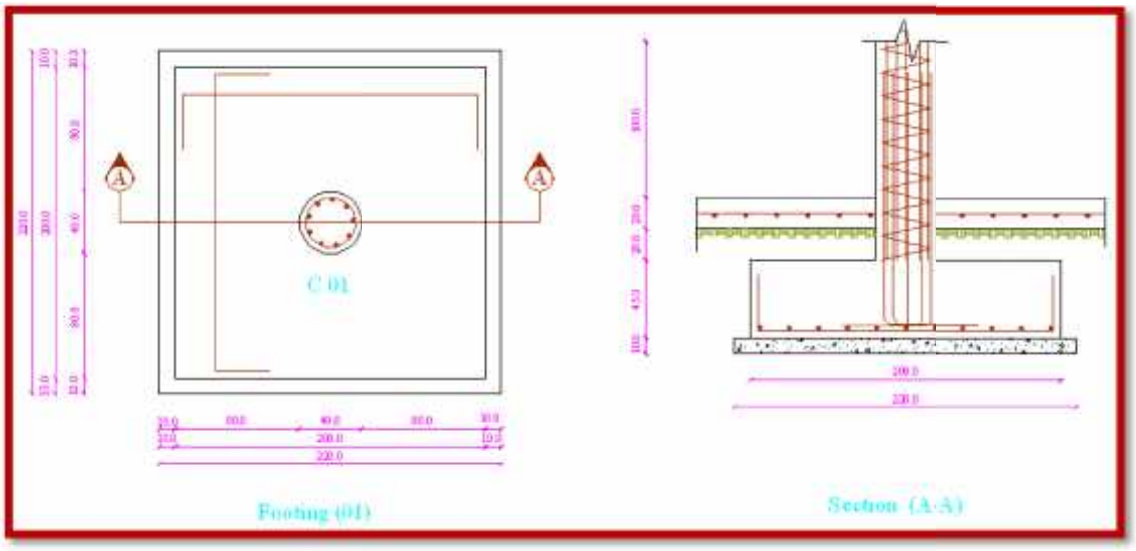


Fig. (4-15) Footing (F01)

Once the ultimate column or load is determined, the proper footing can be designed. The following subsections describe the analysis and design of footing (F01) :

4.8.1 Load Calculation:

From Column :

Load = 2000 kN.

Soil Weight = 18 kN/m^3.

Soil Depth = 0.2 m.

Column geometry Ø = 40 cm.

Allowable Soil Pressure = 400 kN/m^2.

Assume footing to be about (40 cm) thick, in addition to about (20cm) of Ground Slab.

$Pu = 2000 \ \ kN$

$Cw = 1.2 * 25 * 0.13 * 18 = 70.2 \ \ kN$

$Sw = 1.6 * 18 * 0.2 = 5.76 \ \ kN / m^2$

$Base \ \ Slab \ \ weight = 1.2 * 0.2 * 25 = 6 \ \ kN / m^2$

$Fw = 1.2 * 25 * 0.4 = 12 \ \ kN / m^2$

$Pu_T = Pu + Cw$

$Pu_T = 2000 + 70.2 = 2070.2 \ \ kN$

$Pnet = 5.76 + 6 + 12 = 23.76 \ \ kN / m^2$

Where :

Cw: Column weight

Sw: Soil weight

Fw: Footing weight.

Pu: Factored load from the column

Pu_T: Total load on foundation

4.8.2 Design of Footing Area:

To determine the required footing area, the total service load will be used

$$\frac{Put}{Areq} + Pnet \geq 1.4 * \pm \ \ all$$

$$\frac{2070.2}{Areq} + 23.76 \geq 1.4 * 400$$

$Areq = 3.86 \ \ m^2$

$Try \ \ 2.0 * 2.0 = 4.0 \ \ m^2 \geq Areq = 3.86 \ \ m^2$

4.8.3 Determine the Depth of Footing Based on Shear Strength:

Assume h = h_{min} = 40 cm ….. d = 40-5-1-1 = 33 cm

- **Check for One Way Shear Strength**

$Critical \;\; Section \;\; at \;\; \frac{a}{2}+d$

$\frac{a}{2}+d=\frac{0.4}{2}+0.33=0.53 \;\; m$

$\pm =\frac{Put}{A}+Pnet$

$\pm =\frac{2070.2}{4}+23.76=541.31 \;\; kN/m^2$

$Vu=\pm *\left(\frac{L_{Foundation}}{2}-(\frac{a}{2}+d)\right)*B_{Foundation}$

$Vu=541.31*(\frac{2}{2}-0.53)*2=424.23 \;\; kN$

$¤.Vc=¤.(\frac{1}{6}*\sqrt{fc'}*b_w*d)$

$¤.Vc=0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{24}*2000*330=404.17kN$

$¤.Vc=404.17 \;\; kN<Vu=424.23 \;\; kN$

The Foundation Depth must be increased

Select h = 45 cm ….d = 38 cm

Check for one way shear

$\frac{a}{2}+d=\frac{0.4}{2}+0.38=0.58 \;\; m$

$Vu=541.31*(\frac{2}{2}-0.58)*2=454.7 \;\; kN$

$¤.Vc=¤.(\frac{1}{6}*\sqrt{fc'}*b_w*d)$

$¤.Vc=0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{24}*2000*380=465.4 \;\; kN$

$¤.Vc=465.4 \;\; kn>Vu=454.7kN.$

$\therefore \;\; Safe$

- **Check for Two Way shear Action (Punching)**

The punching shear strength is the smallest value of the following equations:

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

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

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

Where:

$$_C = \frac{Column\ \ Length\ \ (a)}{Column\ \ Width\ \ (b)} = \frac{40}{40} = 1$$

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

= 2×{(a+d) + (b+d)} = 2×{(40+38) + (40+38)} = 312 cm.

$\sim_s$ = 40 for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.0}\right)*\sqrt{24}*3120*380 = 2178.1kN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.38}{3.12}+2\right)*\sqrt{24}*3120*380 = 2494.7\ \ kN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*3120*380 = 1452.1kN$$

$¤.V_C = 1452.1kN$ ..... *Control*

$Vu_C = Pu - FR_b$

$FR_b = \pm_{bu} * area\ \ of\ \ critical\ \ \text{section}$

$Vu_C = 2000 - [541.31*(0.4+0.38)*(0.4+0.38)] = 1155.6\ \ kN$

$¤.Vc = 1452.1\ \ kN > Vu_C = 1155.6\ \ kN$..... *satisfied*

4.8.4 Check Transfer of Load at Base of Column:

$\phi.Pn = \phi.(0.85\, fc'Ag)$

$\phi.Pn = 0.65*[0.85*24*(125633.7)]/1000 = 1665.9 \ \ kN$

$But \ \ Pu = 2000kN < \phi.Pn = 1665.9kN$

$\therefore$ Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

$As_{\min} = 0.005 * Ag = 0.005 * 1256.6 = 6.28 \ \ cm^2$

$Select \ \ 9\Phi 18$

$As_{Provided} = 22.86cm^2 > As_{Req.}$

4.8.5 Design for Bending Moment:

At section A-A

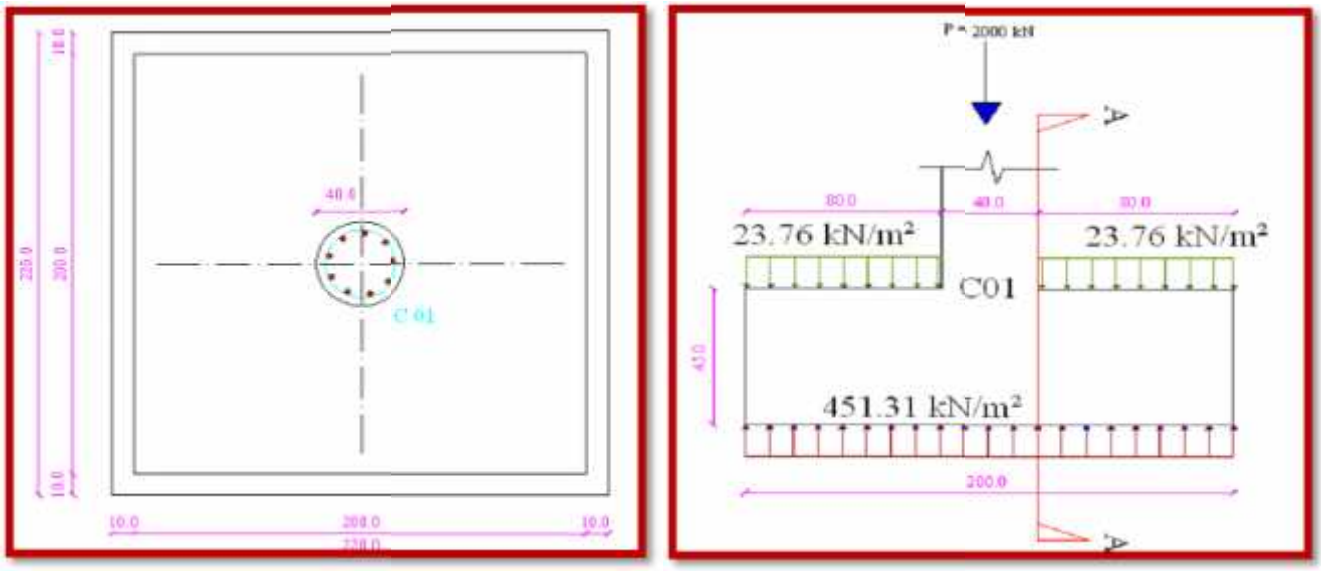


Fig. (4-16) Geometry of Footing (F01)

$Mu = 541.31*(0.8*2.0)*0.4 = 346.4kN.m$

Try to design it by Plain concrete

¤ $Mn \geq Mu$

¤ $Mn = 0.55 * 0.42 * \sqrt{24} * \frac{2000 * (450)^2}{6}$

¤ $Mn = 76.4 \ \ kN.m$

$346.4 > 76.4$ .....*Not Satisfied*

Using Reinforced Concrete.

$$Mn = \frac{346.4}{0.9} = 384.9 \ \ kN.m$$

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{384.9 \times 10^6}{2000 \times 380^2} = 1.33 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{410}{0.85 * 24} = 20.1$$

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

$$° = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.1 \times 1.33}{410}}\right) = 0.0034$$

$$As_{\text{Req.}} = ° * b * d = 0.0034 * 200 * 38 = 25.84 \ \ cm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 200 * 45 = 16.2 \ \ cm^2$$

$As = Asreq = 25.95cm$.....*control*

select 11¤18 *with* $As = 27.99 \ \ cm^2 > As \min = 25.95 \ \ cm^2$

4.8.6 Check for Strain:

Tension = Compression

$As * fy = 0.85 * fc' * b * a$

$27.99 * 410 = 0.85 * 24 * 2000 * a$

$a = 28.1 \ \ mm$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{28.1}{0.85} = 33.1 \ \ mm$$

$$£_s = \frac{410 - 33.1}{33.1} * 0.003$$

$£_s = 0.034 > 0.005$ .....*OK*

4 - 9 Design of Combined Footing (F 21):

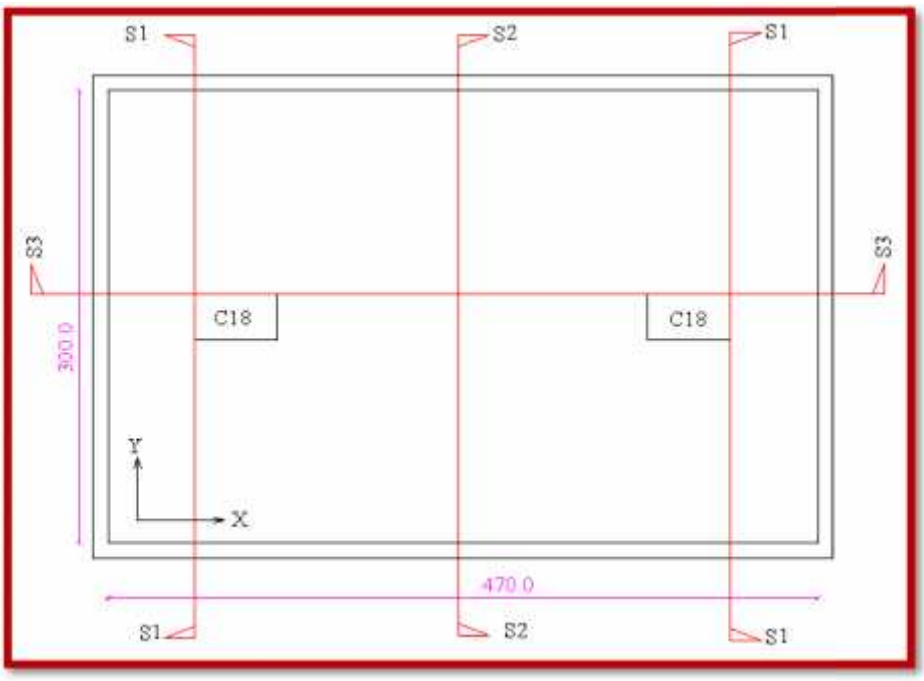


Fig. (4-17) Footing (F21)

Allowable soil pressure = 400 kN/m²

Column C 18 (Dimension = 55x30 cm)

Total Load = 2650 kN

Allowable soil pressure = 400 kN/m²

Column C 18 (Dimension = 55x30 cm)

Total Load = 2650 kN

The distance between the two columns is 3.0 m center to center.

Assume footing to be about (70 cm) thick, in addition to about (20cm) of Ground Slab.

Footing weight = $1.2\times(25\times0.70) = 21$ kN/m^2.

soil weight above the footing = $1.6\times(1.2 - 0.70)\times18 = 14.4$ kN/m^2.

Base Slab weight = $1.2\times0.2\times25 = 6$ kN/m^2.

$P_{net} = (21+ 14.4 + 6) = 41.4$ kN/m^2.

4.9.1 Calculation of Required Area of Footing

$$\frac{Pu}{Areq} + P_{net} \leq 1.4\ \sigma_{allowable}$$

$$\frac{5300}{Areq} + 41.4 \leq 1.4\ X\ 400$$

$$A_{req} = 10.22\ m^2\ .$$

Select Footing Dimensions 4.7X3 with area = 14.1m^2 > 10.22 m^2

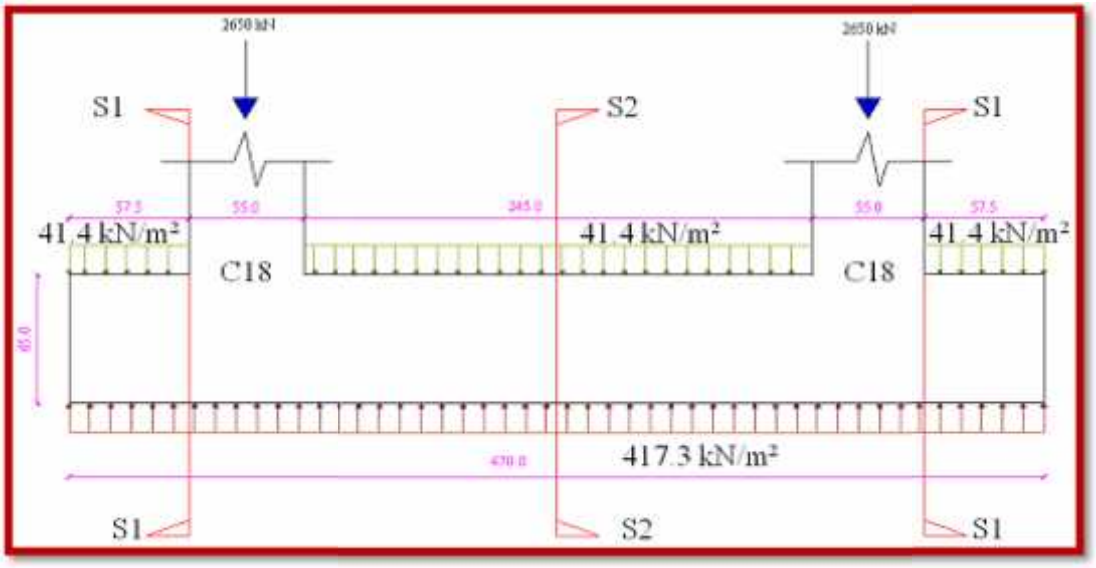


Fig. (4-18) Geometry of Combined Footing (F21)

4.9.2 Determination of Thickness (Depth)

$\sigma_{all} = \frac{Pu}{Areq} + P_{net} \pm \frac{Mx}{Ix} Y \pm \frac{My}{Iy} X$

$= \frac{5300}{14.1} + 41.4 \pm 0 \pm 0 = 417.3 \text{ kN/m}^2$.

$417.3 \text{ kN/m}^2 < 1.4\text{x } 400 = 560 \text{ kN/m}^2$

$Vu_{\text{ critical}} = 417.3\text{x}1000\text{x}3000\text{x}(575 - d_{req}) - 41.4\text{x}1000\text{x}3000\text{x}(575 - d_{req})$

$Vu_{\text{ critical}} = 1127.7\text{x}1000\text{x}(575 - d_{req})$.

$\Phi Vc = 0.75 \frac{1}{6} \sqrt{fc'} \text{ xbw x } d_{req}$

$\Phi Vc = 0.75 \frac{1}{6} \sqrt{24} \text{ x3000 x } d_{req}$

$\Phi Vc = 1837.12 \text{ x } d_{req}$

$\Phi Vc \geq$ Vu critical.

$1837.12 \text{ x } d_{req} \geq 1127.7 \text{ x } 1000 \text{ x } (575 - d_{req})$

$d_{req} = 57.6$ cm.

$h = d_{req} + 5 + 1 + 1.$

$h = 57.6 + 5 + 1 + 1 = 64.6$ cm

select h = 65 cm.

d = 65 – (5 + 1 + 1) = 58 cm.

4.9.3 Check of Two Way Shear:

The punching shear strength is the smallest of:

$$\Phi V_c = 0.75 \times \sqrt{f_c'} \times \frac{b_o d}{3} = 0.75 \times \sqrt{24} \times \frac{4020 \times 580}{3} = 2855.63 \ kN.$$

$$\Phi V_c = 0.75 \times \left(1 + \frac{2}{c}\right) \sqrt{f_c'} \times \frac{b_o d}{6} = 0.75 \times \left(1 + \frac{2}{1.833}\right) \sqrt{24} \times \frac{4020 \times 580}{6} = 5888.1 \ kN$$

$$\Phi V_c = 0.75 \times \left(\frac{\sim_s}{b_o / d} + 2\right) \sqrt{f_c'} \times \frac{b_o d}{12} = 0.75 \times \left(\frac{40}{402/58} + 2\right) \sqrt{24} \times \frac{44020 \times 580}{12} = 7397.2 \ kN$$

$$\Phi V_c = 0.75 \times \sqrt{f_c'} \times \frac{b_o d}{3} = 0.75 \times \sqrt{24} \times \frac{4020 \times 580}{3} = 2855.63 \ kN \text{.....} controls$$

Where:

$_c$ = a / b = 55 / 30 = 1.833.

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

= 2×{(a + d) + (b + d)} = 2×{(55 + 58) + (30 + 58)} = 402 cm.

~$_s$ = 40 ……..…….. *For interior column.*

Where:

$\Phi V_c \geq V_{u_{critical}}$

$V_{u_{critical}} = p_u - \pm_{allow.} \times A_{critical}$

$V_{u_{critical}} = 2650 + 41.4(1.13 \times 0.88) - 417.3 \times (1.13 \times 0.88) = 2276.21\ kN$

$\Phi Vc = 2855.63\ kN > V_{u_{critical}} = 2276.21$ kN $\quad \therefore$ *the selected depth is OK*

$\Rightarrow$ No punching shear failure.

4.9.4 Design in x- Direction:

$\sum Mx = 0$ at S1

$$M_{R_X} = 417.3 \times 0.575 \times \frac{0.575}{2} \times 3 - 41.4 \times 0.575 \times \frac{0.575}{2} \times 3 = 186.43\ kN.m$$

4.9.4.1 Design of Bottom Reinforcement :

$Mux = 186.43$ k/N.m

$$Mn = \frac{Mu_{rec}}{\Phi} = \frac{186.43}{0.9} = 207.2\ \text{kN.m}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{207.2 \times 10^6}{3000 \times (580)^2} = 0.21\ \text{N/mm}^2$$

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

$$= \frac{1}{20.1}(1-\sqrt{1-\frac{2(20.1)(0.21)}{410}}) = 0.000515$$

$A_{req} = \circ \times b \times d = 0.000515 \times 300 \times 58 = 8.961\,cm^2$

$\Rightarrow As\,\min \quad for\ shrinkage\ and\ temp$

$\Rightarrow \quad As\ \min\ = 0.0018\ \times b \times h$

$\Rightarrow \quad As\ \min\ = 0.0018\ \times 300\ \times 65\ = 35.1\ cm^2 \ldots\ldots\ control$

use Φ16 with As = 2.01 cm^2

$\Rightarrow$ the number of bars of $\Phi 16 = 35.1/2.01 = 17.46\ bar$

select 18Φ16 with As = 36.18 cm^2 > Asreq = 35 .1 cm^2

the distance between bars = 310 / 18 = 17.22 cm , select distance = 17 cm

ACI check for reinforcement:

T=C

$As \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$

$3618 \times 410 = 0.85 \times 24 \times 3000 \times a$

$a = 24.24mm$

$C = \frac{a}{1} = \frac{24.24}{0.85} = 28.52mm$

$£_s = \frac{d-x}{x} \times (0.003) = \frac{58-2.852}{2.852} \times (0.003)$

$\Rightarrow £_s = 0.058 > 0.005 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots ok$

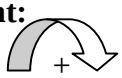
4.9.4.2 Development Length of Main Reinforcement

$Ld = \frac{fy}{2 \times \sqrt{fc'}} \times \sim \times B \times ¥ \times db = \frac{410}{2 \times \sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1.6 = 66.95\ cm$

Available Ld = 112.5 cm > Ld = 66.95 cm…….ok

4.9.4.3 Design of Bending Moment About S2

Top Reinforcement:

$\sum Mx = 0$ at S2 

$$M_{R_X} = 2650\times1.5 + 41.4\times2.35\times\frac{2.35}{2}\times3 - 417.3\times2.35\times\frac{2.35}{2}\times3 = 861.14\ kN.m$$

$Mux = 861.14$ k/N.m

$$Mn = \frac{Mu_{rec}}{\Phi} = \frac{861.14}{0.9} = 956.82\ \text{kN.m}$$

$$m = \frac{fy}{0.85\times fc'} = \frac{410}{0.85\times24} = 20.1$$

$$Rn = \frac{Mn}{b\times d^2} = \frac{956.82\times10^6}{3000\times(580)^2} = 0.95\ \text{N/ mm}^2$$

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

$$= \frac{1}{20.1}\left(1-\sqrt{1-\frac{2(20.1)(0.95)}{410}}\right) = 0.0024$$

$$A_{req} = \rho \times b\times d = 0.0024\times300\times58 = 41.76\ \text{cm}^2$$

$\Rightarrow As\ \min$ *for shrinkage and temp*

$\Rightarrow$ *As* min $= 0.0018 \times b \times h$

$\Rightarrow$ *As* min $= 0.0018 \times 300 \times 65 = 35.1\,cm^2$ ..... *.. control*

use Φ16 with As = 2.01 cm^2

$\Rightarrow$ the number of bars of $\Phi16 = 35.1/2.01 = 17.46$ *bar*

select 18Φ16 with As = 36.18 cm^2 > Asreq = 35.1 cm^2

the distance between bars = 310 / 18 = 17.22 cm , select distance = 17 cm

ACI check for reinforcement:

T=C

$$As \times fy = 0.85 \times f_c^{'} \times b \times a$$

$$5652 \times 410 = 0.85 \times 24 \times 3000 \times a$$

$$a = 37.87mm$$

$$C = \frac{a}{1} = \frac{37.87}{0.85} = 44.55\ mm$$

$$£_s = \frac{d-x}{x} \times (0.003) = \frac{58-4.455}{4.455} \times (0.003)$$

$$\Rightarrow £_s = 0.0361 > 0.005 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots ok$$

4.9. 5 Design in y- Direction

$\sum Mx = 0$ at S3 (+)

$$M_{R_X} = 417.3 \times 1.35 \times \frac{1.35}{2} \times 4.7 - 41.4 \times 1.35 \times \frac{1.35}{2} \times 4.7 = 1610\ kN.m$$

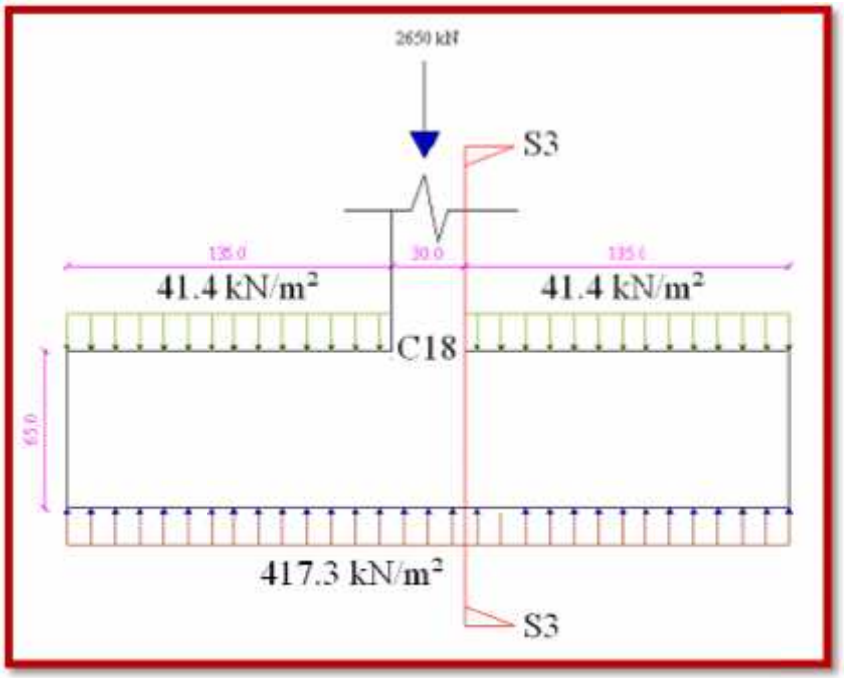


Fig. (4-19) Design of Combined Footing (F21) in y-Direction.

4.9.5.1 Design of Bottom Reinforcement

$Mu = 1610\ \text{k/N.m}$

$$\text{Mn} = \frac{Mu_{rec}}{\Phi} = \frac{1610}{0.9} = 1788.9\ \text{kN.m}$$

$$\text{m} = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{1788.9 \times 10^6}{4700 \times (580)^2} = 1.13\ \text{N/ mm}^2$$

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

$$= \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.1)(1.13)}{410}}\right) = 0.00284$$

$$\text{A}_{\text{req}} = \circ \times \text{b} \times \text{d} = 0.00284 \times 470 \times 58 = 77.42\ \text{cm}^2$$

$\Rightarrow As\ \text{min}$ *for shrinkage and temp*

$$\Rightarrow \quad As \ \text{min} \ = \ 0.0018 \ \times b \times h$$

$$\Rightarrow \quad As \ \text{min} \ = \ 0.0018 \ \times 470 \ \times 65 \ = \ 54.99 \ cm^2$$

As= As req = 77.42 cm^2 …….control

use Φ18 with As = 2.54 cm^2

$\Rightarrow$ the number of bars of $\Phi 20 = 77.42 / 2.5.4 = 30.48$ *bar*

select 31 Φ18 with As = 78.74 cm^2 > As req = 77.42 cm^2

the distance between bars = 460 / 31 = 15.5 cm.

ACI check for reinforcement:

T = C

$$As \times fy = 0.85 \times f_c^{'} \times b \times a$$

$$9310 \times 410 = 0.85 \times 24 \times 4700 \times a$$

$$a = 39.81 \ mm$$

$$C = \frac{a}{1} = \frac{39.81}{0.85} = 46.84 \ mm$$

$$£_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{58 - 4.684}{4.684} \times (0.003)$$

$$\Rightarrow £_s = 0.0341 > 0.005 \text{.....ok}$$

4.9.5.2 Development Length of Main Reinforcement:

$$Ld = \frac{fy}{2 \times \sqrt{fc'}} \times \sim \times B \times ¥ \times db = \frac{410}{2 \times \sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 2.0 = 83.69 \ cm$$

Available Ld = 112.5 cm > Ld = 83.69 cm……..ok

4.9.6 Design of Top Reinforcement:

$$\Rightarrow As \min \ for \ shrinkage \ and \ temp$$

$$\Rightarrow \ As \ \min \ = 0.0018 \ \times b \times h$$

$$\Rightarrow \ As \ \min \ = 0.0018 \ \times 470 \ \times 65 \ = 54.99 \ cm^2 \text{.....} \ control$$

select 28Φ16 with As = 56.28 cm^2 > As min = 54.99 cm^2

the distance between bars = 460/28 = 16 cm

4.9.6.1 Check Transfer of Load at Base of Column (Design of Dowels):

¤ $Pn = ¤ \times (0.85 \times fc' \times Ag + Asreq \times fy) \geq Pu$

¤ $Pn = 065 \times (0.85 \times 24' \times (550 \times 300) + Asreq \times 410y) \geq 2650 \times 10^3$

$Asreq = 17.34\ cm^2$

° $_{min} = 0.005$ ……..…… *(ACI -Code-15.8.2.1)*

min $Dowels = 0.005 \times 55 \times 30 = 8.25\ cm^2$

Use dowels with the same number of column.

Use 16Φ 20.

As $_{provided}$ = 50.24 cm².

4.9.6.2 Development Length of Dowels:

$$Ld = \frac{fy}{4 \times \sqrt{fc'}} \times db = \frac{410}{4 \times \sqrt{24}} \times 2.0 = 41.85\ cm$$

Available Ld = 65-5-2-2 = 56 cm > Ld = 41.85cm……..ok

4 - 10 Design of Basement Wall:

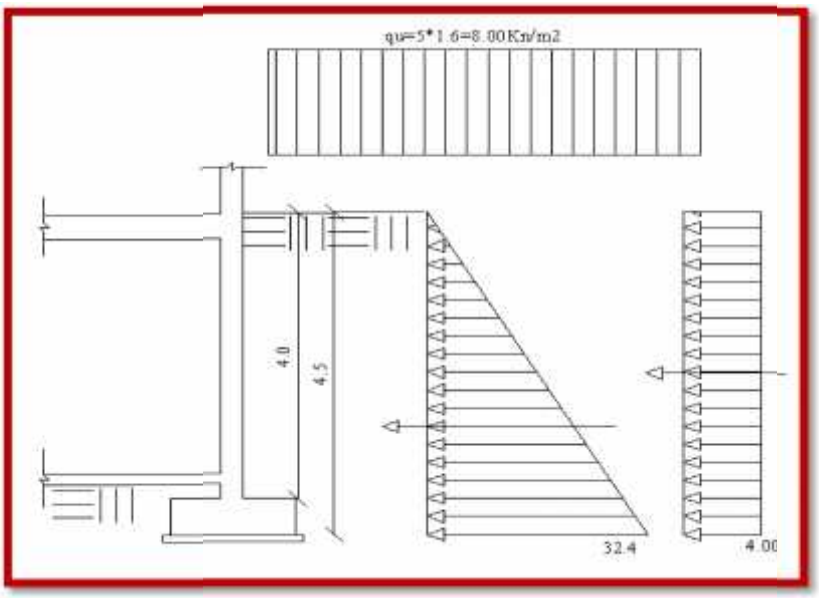


Fig. (4.20) Earth pressure diagrams applied on

$\pm_{allow.} = 400 \ \ kN/m^2$

$fc' = 24 \ \ Mpa$

$f_y = 410 \ \ Mpa$

4.10. 1 Depth Estimation:

$h_p = (0.1 - 0.12)h$

$h = 4.5$

$h_p = 4.5 \times 0.1 = 0.45m = 45cm..$

$selected.....50 \ \ cm.$

4.10.2 Wall Thickness Estimation:

$e_a = Ka \times ¥ \times h$

$= 0.5 \times 18 \times 3.6 = 32.4$

$E_a = 32.4 \times 1 \times 0.5 \times 3.6$

$= 58.3 * 1.6 = 93.3 \ \ kN/m$

$e_{ap_{dead}} = Ka \times P_D$

$= 0.5 \times 8.0 = 4$

$E_a = 14.4 \ \ kN/m$

4.10.3 Design of Shear:

The wall thickness must be determined
So that no shear reinforcement
Is required .

$Vu = Vu_{\max} = 70 \ \ kN.$

$\Phi Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times b \times d_{req}$

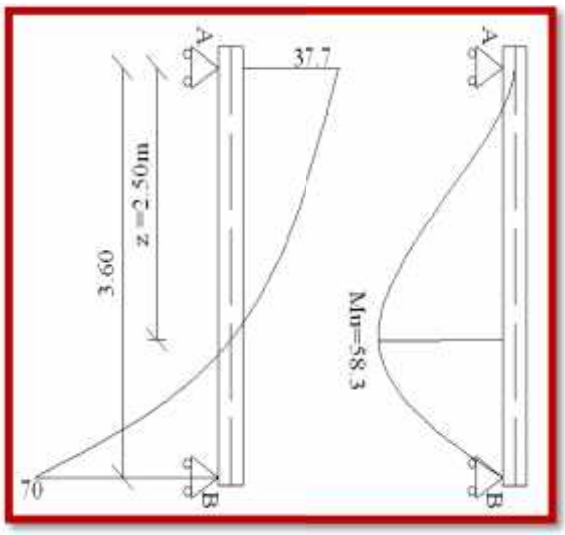


Fig.(4-21) Shear& Moment Diagram

$$\Phi Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1000 \times d_{req}$$

$$\Phi Vc = 612.4 \times d_{req}$$

$$\Phi Vc = Vu$$

$$70 \times 10^3 = 612.4 \times d_{req}$$

$$d_{req} = 114 \ \ mm.$$

$$h_{req} = 114 + 40 + 10 = 164 mm \ldots\ldots\ldots 16.5 \ \ cm.$$

Selected h = 20 cm .

$$d = 20 - 3 - 1 = 16 \ \ cm$$

$\Rightarrow$ No shear reinforcement is required.

4.10.4 Wall Design:

$$\text{Mn} = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{58.3}{0.9} = 64.8 \ \ kN.m$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$\text{Rn} = \frac{64.8 \times 10^6}{1000 \times 160^2} = 2.53 \ \ Mpa.$$

$$\circ = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.1)(2.53)}{410}}\right) = 0.00661.$$

$$\text{As}_{\text{req}} = \circ \times \text{b} \times \text{d} = 0.0065 \times 100 \times 16 = 10.58 \ \text{cm}^2$$

$$\Rightarrow As\min = \frac{0.25 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 160}{410} = 4.8 \ \ cm^2$$

$$\Rightarrow As\min = \frac{1.4 \times 1000 \times 160}{410} = 5.5 \ \ cm^2$$

$\text{As}_{\text{req}} > \min \text{As}$.....control.

$\Rightarrow$ Use Φ12/10cm

Check of yielding .

T=C

$$As \times fy = 0.85 \times f_c^{'} \times b \times a$$

$$11.3 \times 100 \times 410 = 0.85 \times 24 \times 100 \times a$$

$$a = 22.7mm$$

$$C = \frac{a}{1} = \frac{22.7}{0.85} = 26.72mm$$

$$\frac{£_s}{160 - 22.7} = \frac{0.003}{26.72}$$

$$\Rightarrow £_s = 0.015 > 0.005$$

4 - 11 Strip Footing Design:

4.11.1 Determination of Footing Depth:

-Allowable soil pressure = 400 KN/m²

-Assume footing thickness = 50 cm > h min = 25cm.

$$W_w = 0.20 \times 25 \times 4 = 20KN$$

$$W_F = 0.5 \times L \times 25 = 12.5L$$

$$W_{E1} = (\frac{1}{2}L - 0.10) \times 4.0 \times 18 = 36L - 7.2$$

$$W_{E2} = (\frac{1}{2}L - 0.10) \times 0.2 \times 18 = 1.8L - 0.36$$

$$W\,c = 470\ \ KN/m$$

4.11.2 Bearing Capacity:

Vertical factor forces:

$$P = W_{E1} + W_{E2} + W_W + W_F + Wc$$

$$= (36L - 7.2) + (1.8L - 0.36) +$$

$$20 + 12.5L + 610$$

$$\pm\ all = \frac{P}{A} \leq \pm\ .$$

$$\pm\ all = \frac{(36L - 7.2) + (1.8L - 0.36) + 20 + 12.5L + 470}{1 \times L} \leq 400$$

$$L = 1.5\ m$$

$$V = W_{E1} + W_{E2} + W_W + W_F + Wc$$

$$\mathrm{V}\ = (36L - 7.2) \times 1.6 + (1.8L - 0.36) \times 1.6 +$$

$$20 \times 1.2 + 12.5L \times 1.2 + 470$$

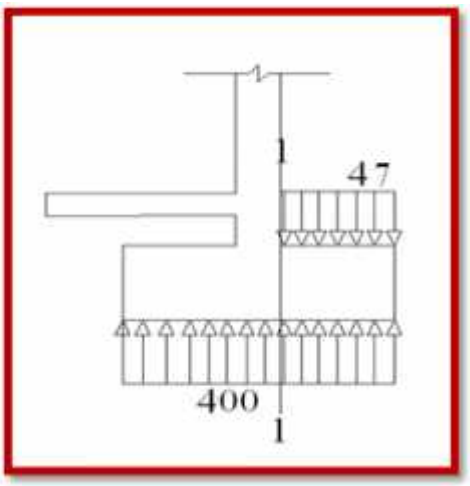
$$\mathrm{V}\ = (36 \times 1.5 - 7.2) \times 1.6 + (1.8 \times 1.5 - 0.36) \times 1.6 +$$

$$20 \times 1.2 + 12.5 \times 1.5 \times 1.2 + 470 = 595.1\ kN/m$$

$$\pm\ all = \frac{595.1}{1 \times 1.5} \leq 1.4 \times 400 \ldots\ldots\ldots\ldots 400 < 560 \ldots ok.$$

4.11.3 Bending Moment Design:

Moment at section 1 .



Fig(4-22) Section 1-1

$$\sum M_{C_U} = 47\times1.6\times0.65\times\frac{0.65}{2}+8.13\times1.2\times\frac{0.65}{2}-400\times0.65\times\frac{0.65}{2}$$

$$= 65.5 \ \ KN.m$$

$$h = 50cm \Rightarrow d = 50-5-1 = 44cm$$

$$\text{Mn} = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{65.5}{0.9} = 73 \ \ kN.m$$

$$m = \frac{fy}{0.85\times fc'} = \frac{410}{0.85\times24} = 20.1$$

$$\text{Rn} = \frac{73\times10^6}{1000\times440^2} = 0.5$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1}\left(1-\sqrt{1-\frac{2(20.1)(0.5)}{410}}\right) = 0.0012$$

$$\text{As}_{\text{req}} = \rho\times b\times d = 0.0012\times100\times44 = 5.28\ \text{cm}^2$$

$$\Rightarrow As\min = \frac{0.25\times\sqrt{24}\times1000\times440}{410} = 13.14 \ \ cm^2$$

$$\Rightarrow As\min = \frac{1.4\times1000\times440}{410} = 15.0\ \ cm^2$$

$As_{min} = 13.14\ cm^2 < 15.0\ \ cm^2.$

$As_{sh.\&temp.} = 0.0018\times100\times50 = 9cm^2$

$1.3As_{req} = 6.9cm^2 .....controls$

$\Rightarrow$ Use Φ14/20cm .....with As = $7.7cm^2$ ...*control*.

4.11.4 Development Length of Main Reinforcement:

$$Ld = \frac{fy}{2\sqrt{fc'}}a. \quad ¥.d_b$$

For ¤ 12 *bars*

$$Ld = \frac{410}{2\sqrt{24}}1*1*1*1.2$$

$$Ld = 50.2cm \geq 30cm$$

Available Ld = 30 ≤ Required Ld = 50.2 cm.

So a standard hook of (20 cm) must be used to provide Ld.

4.11.5 Design of Dowels Bars:

As min_{req} = 0.0012 * 100 * 44 = 5.28 cm^2/m

Use ¤ 12@10 cm

$$Ld = \frac{fy}{2\sqrt{fc'}}a. \quad ¥.d_b$$

For ¤14 *bars*

$$Ld = \frac{410}{2\sqrt{24}}1*1*1*1.2$$

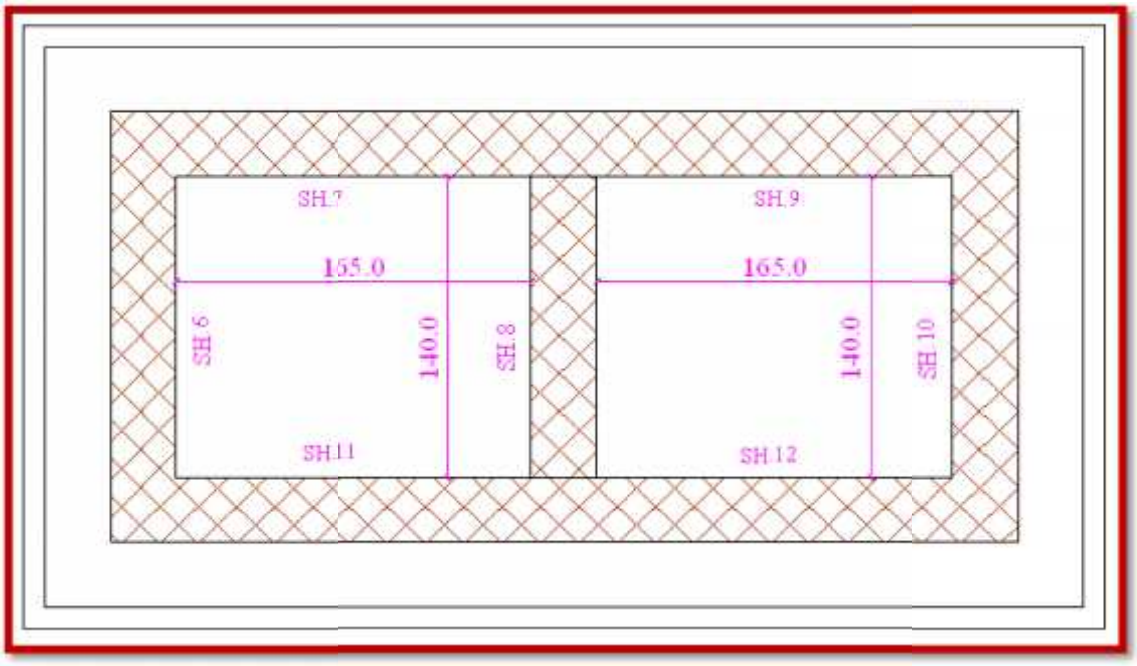
$$Ld = 50.2cm \geq 30cm.....OK$$

4.11.6 Design for Secondary Reinforcement:

As min = 0.0018 * 100* 50 = 9 cm^2

Use ¤ 14@20 cm

4 - 12 Design of Mat Foundation:



Fig(4-23) Mat Foundation (F23)

4.12.1 Load Calculations:

D_{wal}=0.3×25×20.3 = 152.3 kN/m

Elevator = 20 kN

SH. 6

qu = 1.4 × (20 + 152.3) = 241.22 kN/m

Pu = 241.22 × 1.4 = 337.71 kN

SH. 7

Dead load from ribbed slab = 37 kN/m

Live load from ribbed slab = 28.8 kN/m

Load on Shear wall from Solid Slab = 43 kN

qu = 1.2 ×(37 + 152.3 + 20) + 1.6 × 28.8 = 297.24 kN/m

Pu = (297.24 × 2) + 43 = 637.48 kN

SH . 8

qu = 1.4 × (20 + 152.3) = 241.22 kN/m

Pu = 241.22 × 2 = 482.44 kN

SH . 9

Dead load from ribbed slab = 37 kN/m

Live load from ribbed slab = 28.8 kN/m

Load on Shear wall from Solid Slab = 43 kN

qu = 1.2 ×(37 + 152.3 + 20) + 1.6 × 28.8 = 297.24 kN/m

Pu = (297.24 × 2) + 43 = 637.48 kN

SH. 10

qu = 1.4 × (20 + 152.3) = 241.22 kN/m

Pu = 241.22 × 1.4 = 337.71 kN

SH . 11

Dead load from ribbed slab = 56 kN/m

Live load from ribbed slab = 44 kN/m

Load on Shear wall from Solid Slab = 43 kN

qu = 1.2 ×(56 + 152.3 + 20) + 1.6 × 44 = 344.36 kN/m

Pu = (344.36 × 2) + 43 = 731.72 kN

SH . 12

Dead load from ribbed slab = 56 kN/m

Live load from ribbed slab = 44 kN/m

Load on Shear wall from Solid Slab = 43 kN

qu = 1.2 ×(56 + 152.3 + 20) + 1.6 × 44 = 344.36 kN/m

Pu = (344.36 × 2) + 43 = 731.72 kN

Total Pu = 337.71+637.48+482.44+637.48+337.71+731.72+731.72 = 3896.27 kN

Assume footing to be about (40 cm) thick > h_{min} = 25 cm.

Soil weight above the footing = 1.6 × (1.5 – 0.4) × ((4.8×2.6) - (4.2×2)) × 18

= 129.25 kN.

Base Slab weight = 1.2 × 0.2 × 25 × ((4.8×2.6) - (4.2×2)) = 24.48 kN.

Footing weight = 1.2 × 0.4 × 4.8 × 2.6 = 6 kN.

P_{total} = 3896.27 + 129.25 + 24.48 + 6 = 4056 kN

4.12.2 Calculation Of The Required Area Of Footing :

$$\frac{Pu}{Areq} \le 1.4 * \pm allowable$$

$$\frac{4056}{Areq} \le 1.4 * 400 \ldots\ldots\ldots \ldots Areq \ge 7.24\, m^2$$

$$select \ldots Area = 4.8 * 2.6 = 12.48 \quad m^2 > 7.24 \quad m^2 \ldots\ldots\ldots ok$$

4.12.3 Eccentricity Calculations

$$\sum Mx = 0 \quad +$$

$$Mx = [(731.72 \times 0.85) + (731.72 \times 0.85)] + [(-637.48 \times 0.85) - (637.48 \times 0.85)]$$

$$\Rightarrow Mx = 160.21 \quad kN.m$$

$$\sum My = 0 \quad +$$

$$My = [(337.71 \times 1.8) - (337.71 \times 1.8)] = 0$$

$$\Rightarrow My = 0.0 \quad kN.m$$

$$\Rightarrow e_x = \frac{My}{Pu} = \frac{0}{4056} = 0.0\, m$$

$$e_y = \frac{Mx}{Pu} = \frac{160.21}{4056} = 0.04 \quad m$$

$$e_{max.} = e_y = 0.04 < \frac{b_x}{6} = \frac{4.8}{6} = 0.8 \quad m \ldots\ldots Ok$$

$$\pm p = \frac{Pu}{Area} \pm \frac{Mx}{Ix} Y \pm \frac{My}{Iy} X$$

$$- Ix = \frac{bh^3}{12} = \frac{4.8 * 2.6^3}{12} = 7.03 \quad m^4$$

$$- Iy = \frac{bh^3}{12} = \frac{2.6 * 4.8^3}{12} = 23.96 \quad m^4$$

$$- \pm_A = \frac{4056}{4.8 \times 2.6} + \frac{160.21}{7.03} \times 1.3 + 0 = 354.63\, kN/m^2$$

$$- \pm_A = \frac{4056}{4.8 \times 2.6} - \frac{160.21}{7.03} \times 1.3 - 0 = 295.37\, kN/m^2$$

$$\pm_{\max} = 354.63 < 1.4 \times 1.3 \times 400 = 728\, kN/m^2 \ldots\ldots\ldots\ldots OK$$

4.12.4 Design of Shear

$$d = 40 - 6 - 1 - 1 = 32 \quad cm$$

$$\text{¤}.Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times bw \times d$$

$$\text{¤}.Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 2600 \times 320 = 509.5 \quad kN$$

$$\pm_{(A,B)} = \frac{354.63 + 354.63}{2} = 354.63 \quad kN/m^2$$

$$Vu = \pm_{(A,B)} \times A - P$$

$$P = (1.2 \times 25 \times 0.4 \times 0.3 \times 4.8) + (1.2 \times 25 \times 0.2 \times 0.3 \times 4.8) + (1.6 \times 18 \times 1.1 \times 0.3 \times 4.8)$$
$$= 71.54 \quad kN$$

$$Vu = \pm_{(A,B)} \times A - P$$

$$Vu = 354.63 \times (0.3 \times 4.8) - 71.54$$

$$Vu = 439.13 \quad kN$$

$$\text{¤}.Vc = 509.5\, kN > Vu = 439.13\, kN \ldots\ldots\ldots .OK$$

4.12.5 Design of Bending Moment

By using the StaadPro.2006 software to analyze the foundation, the moment result is as in the following chart:

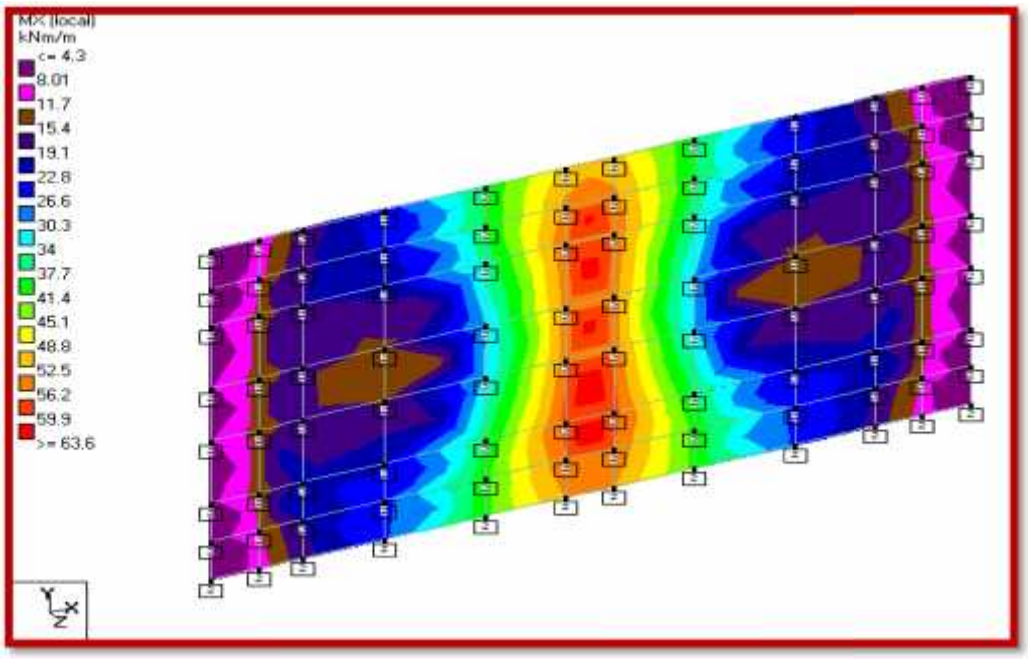


Fig.(4-24) Moment in X-direction

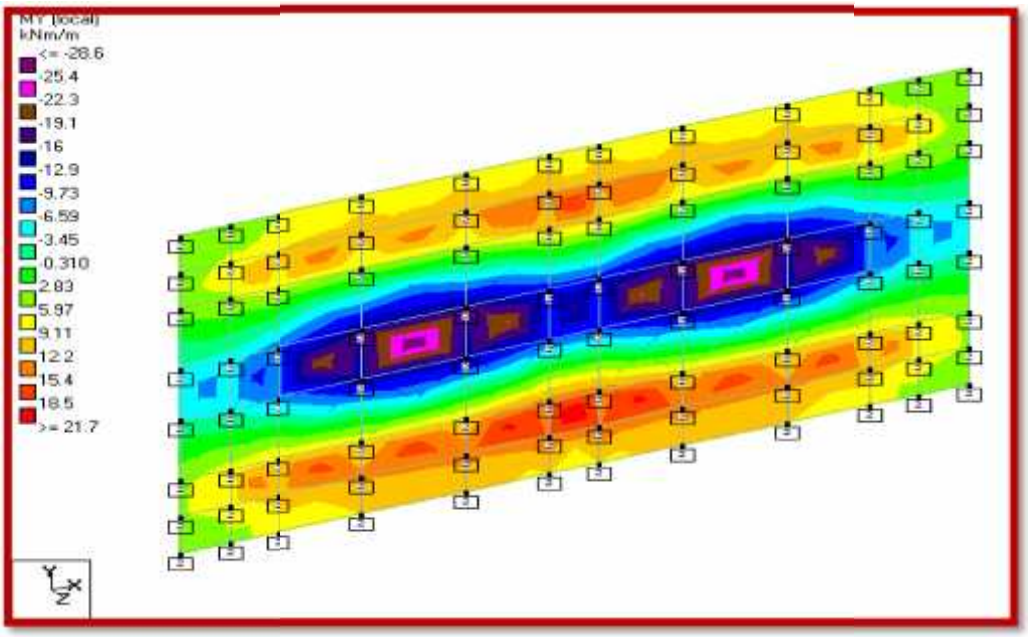


Fig.(4-25) Moment in Y-direction

4.12.5.1 Design In X-Direction:

h = 40 cm

d= 40 – 6 – 1 - 1 = 32 cm.

Fy = 410 Mpa.

fc' = 24 Mpa

Design of positive moment

Design of Negative Moment

Shrinkage and Temperature Design

$$Shrinkage \quad \& \quad temperatur \ e \ = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 40 = 7.2 \ \ cm^2$$

$$As = 7.1 cm^2 / m ..... Control$$

$$Select \ ¤14 @ 20 cm \Rightarrow As = \frac{100}{20} * \left(\frac{® * 1.4^2}{4} \right) = 7.69 cm^2 / m > As_{req} = 7.1 cm^2 / m$$

4.12.5.2 Design In Y-Direction:

Design of bottom moment

$Mu = 28.6\ kN.m$

$$Mn = \frac{Mu}{¤} = \frac{28.6}{0.9} = 31.78\,kN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{31.78*10^6}{1000*330^2} = 0.31Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\ fc'} = 20.1$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.1}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.1*0.31}{410}}\right) = 0.0008$$

$$As_{req} = ° * b * d = 0.0008*100*33 = 2.56\ cm^2/m$$

$$As_{\min} = \frac{0.25\sqrt{24}*1000*330}{410} = 9.56\ cm^2/m$$

$$As_{\min} = \frac{1.4*1000*330}{410} = 10.93\ cm^2/m$$

$$Shrinkage\ \ \&\ \ temperatur\ \ e = 0.0018*b*h = 0.0018*100*40 = 7.2\ cm^2/m$$

$As = 7.2\ cm^2/m$..... *Control*

$$Select\ ¤14\ @\ 20\,cm \Rightarrow As = \frac{100}{20}*\left(\frac{®*1.4^2}{4}\right) = 7.69\,cm^2 > As_{req} = 7.2cm^2/m$$

Design of Top Reinforcement

$Mu = 21.7kN.m$

$$Shrinkage\ \ \&\ \ temperatur\ \ e\ \ As = 0.0018*b*h = 0.0018*100*40 = 7.2\ cm^2$$

$As = 7.2cm^2$..... *Control*

$$Select\ ¤14\ @\ 20\,cm \Rightarrow As = \frac{100}{20}*\left(\frac{®*1.2^2}{4}\right) = 7.69\,cm^2 > As_{req} = 7.2cm^2$$

4 - 13 Design of One-Way Solid Slab (Stair Slab):

Check if its one way

$$\frac{Ly}{Lx}=\frac{6.8}{3.2}=2.13>2.0 \quad ....One\ way$$

4.13.1 Determination of Thickness and Load Calculation:

$$h=\frac{L}{20}=\frac{320}{20}=16\ \ cm$$

$$Select\ \ h=20cm$$

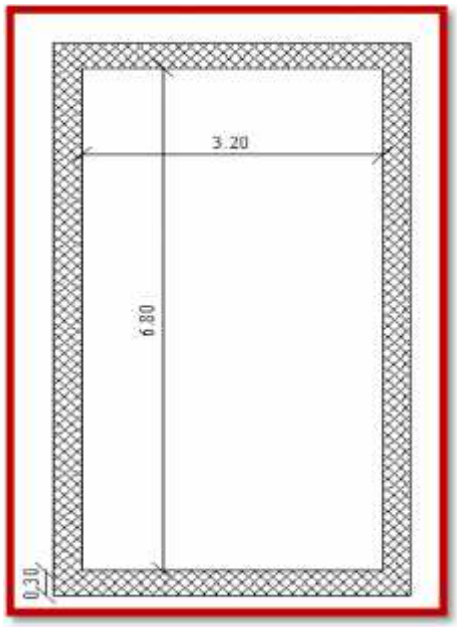


Fig. (4-26) Top View for Solid Slab

Load Calculation

$$D.L=25*0.2=5\ \ kN/m^2$$

$$S.L=2.5\ \ kN/m^2$$

$$qu=1.2*5+1.6*2.5=10.8\ \ kN/m^2$$

$$Vu=\frac{qu*L}{2}=\frac{10.8*3.5}{2}=19\ \ kN$$

$$Mu=\frac{qu*L^2}{8}=\frac{10.8*3.5^2}{8}=16.5\ \ kN.m$$

4.13.2 Design for Positive Moment:

d=20-2-1=17cm.

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{16.5}{0.9} = 18.33 \ \ kN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{18.33 \times 10^6}{(1000) \times (170)^2} = 0.634 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{410}{0.85 * 24} = 20.1$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.1)(0.634)}{410}}\right) = 0.00157$$

As req = ρ * b * d = 0.00157 *100*17 =2.67 cm²/m

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6 \ \ cm^2 / m$$

$$As_{\min} = \frac{1.4 * b * d}{Fy} = \frac{1.4 * 1000 * 170}{410} = 5.8 \ \ cm^2 / m$$

Not Less than

$$As_{\min.} = \frac{0.25 * \sqrt{fc'} * b * d}{Fy} = \frac{0.25 * \sqrt{24} * 1000 * 170}{410} = 5.1 cm^2 / m$$

$$1.3 * As_{req} = 1.3 * 2.67 = 3.47 \ \ cm^2 / m .....control$$

$$Select \ \ 1\text{¤}12 @ 25cm \Rightarrow As = \frac{100}{25} \times 1.13 = 4.52 \ \ cm^2 / m \ \ .....OK$$

4.13.3 Check for Strain:

Tension = Compression

$$A_s * fy = 0.85 * fc' * b * a$$

$$452 * 410 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 9.1 \ mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{9.1}{0.85} = 10.71 \ cm$$

$$£_s = \frac{16 - 1.071}{1.071} * 0.003$$

$$£_s = 0.042 > 0.005 \quad .....ok$$

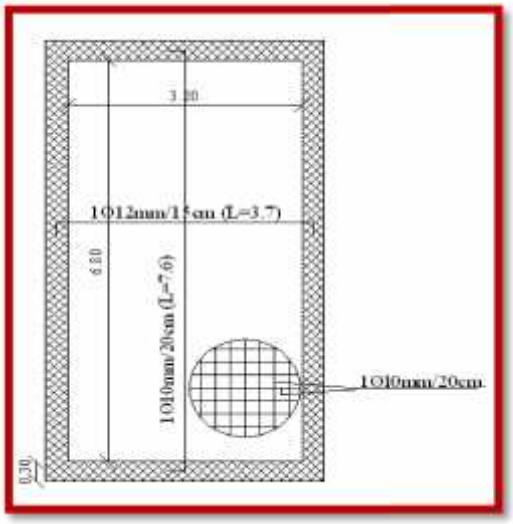


Fig. (4-27) Reinforcement for Solid Slab

4.13.4 Shrinkage & Temperature Reinforcement in Top Layer:

$$As = 0.0018 * b * h$$

$$As = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6 \ cm^2 / m$$

$$Select \ 1¤10@20cm \Rightarrow As_{Provided} = 3.93 \ cm^2 / m \ .....OK$$

4.13.5 Development Length of Bars:

$$L_d = \frac{f_y}{2\sqrt{f'_c}} \times \sim \times \quad \times ¥ \times d_b$$

$$L_d = \frac{410}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 = 48.99cm. \qquad \text{Use: } L_d = 50\text{cm.}$$

4 - 14 Design of Stairs:

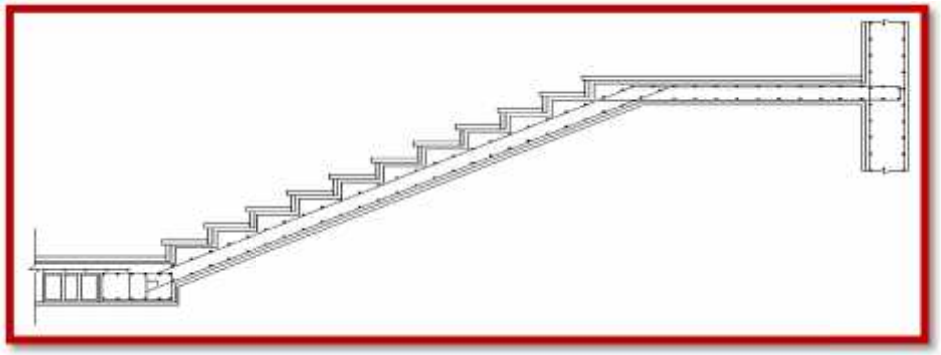


Fig.(4-28) Cross Section for the Staircase

4.14.1 Determination of Slab Thickness:

By limitation of deflection for solid slabs :

$$h_{req} \geq \frac{L}{20} \ldots\ldots simply\ \text{sup}\ ported\ case$$

$$h_{req} \geq \frac{3.30}{20} = 0.165m \Rightarrow select\ slab\ thickness = 17cm$$

$$d = 17 - 2 - 1 = 14cm$$

$$\sim = \tan^{-1}(\frac{15.0}{30}) = 26.6^{o}$$

4.14.2 Load Calculation:

1. Vertical Tiles = (0.03)(23)(0.15/0.30) = 0.35 kN/m².
2. Horizontal Tiles = (0.04)(23)(0.33/0.30) = 1.00 kN/m².
3. Vertical mortar = (0.03)(22)(0.15/0.30) = 0.33 kN/m².
4. Horizontal mortar = (0.03)(22) = 0.66 kN/m².
5. Plaster = (0.03)(22)/(Cos(26.6)) = 0.74 kN/m².
6. Steps= (0.15/2)(25)= 1.88 kN/m².
7. Slab=(0.17)(25)/Cos 26.6 = 4.75 kN/m² .

Total dead load = 0.35+1.00+0.33+0.66+0.74+1.88+4.75=9.7 kN/m².

Live load for stairs = 5 kN/m²

qu =(1.2)(9.7)+(1.6)(5.0) = 19.7 kN/m^2.

Design for 1m strip

qu = 19.7 kN/m.

4.14.3 Design Against Shear:-

The following figure shows the shear envelope of the staircase.

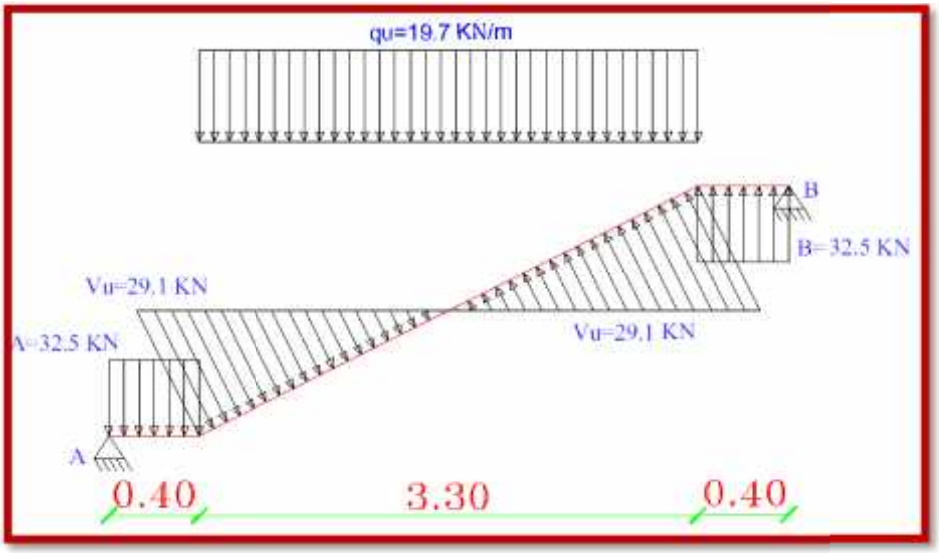


Fig.(4-29) Shear Diagram of Staircase

Vu = Ay*cos26.6.

Vu = 32.5*cos26.6 =29.1KN.

$$\text{¤}Vc = \frac{\text{¤}\sqrt{f_c'} \times b_w \times d}{6}$$

$$\text{¤}Vc = \frac{0.75 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 140}{6} = 85.7KN$$

$$\text{¤}Vc = 85.7 > Vu = 29.1$$

$$\therefore \text{¤}Vc > Vu_{critical}$$

$\therefore$ no shear reinforcement is required so the depth of stair's slab is OK

4.14.4 Design Against Bending:

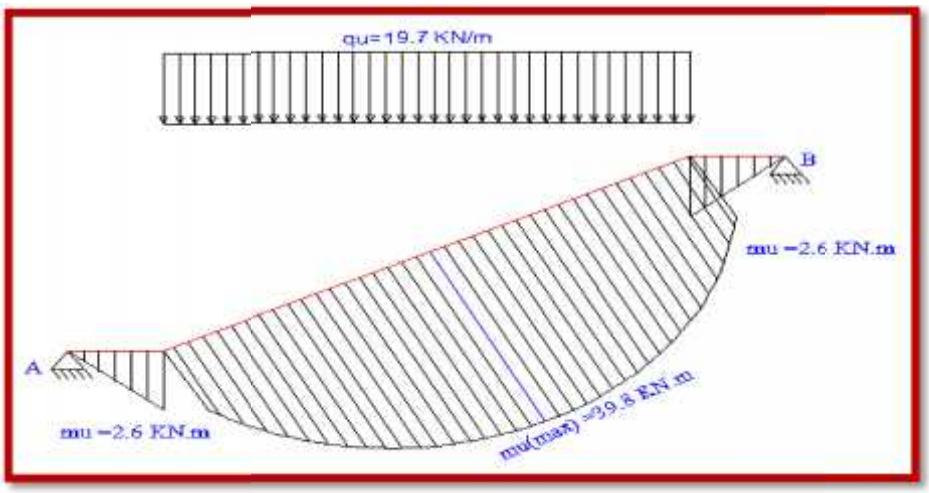


Fig.(4-30) Moment Diagram of Staircase

$$Mu_{max} = 39.8KN.m$$

$$\text{Mn} = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{39.8}{0.9} = 44.2KN.m$$

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{44.2 * 10^6}{1000 \times (140)^2} = 2.25kN/m^2$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}) = \frac{1}{20.1}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.1)(2.25)}{410}}) = 0.006$$

$$\text{As}_{(\text{req.})} = \rho \times \text{b} \times \text{d} = 0.006 \times 100 \times 14 = 8.4\ \text{cm}^2$$

$$As_{min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{(410)}(1000)(140) \geq \frac{1.4}{410}(1000)(140)$$

$$As_{min} = 4.2cm^2 \leq 4.8cm^2$$

$$As_{req.} = 8.4\ cm^2 > As_{min} = 4.8\ cm^2$$

$$\Rightarrow \text{Use} 1\Phi 12/10\,\text{cm} \quad \text{with As} = 11.3\text{cm}^2 > Asreq = 8.4cm^2 \ldots\ldots \text{bottom reinforcement}$$

For secondary reinforcement:

$As_{sh.\&temp.} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 17 = 3.06 cm^2$

Select $1\Phi 10/20$ cm …for top & bottom reinforcement

For top reinforcement:

$As_{(req.)} = \rho \times b \times d = 0.006 \times 100 \times 14 = 8.4\ cm^2$ .....control

$$As_{\min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{(410)}(1000)(140) \geq \frac{1.4}{410}(1000)(140)$$

$As_{sh.\&temp.} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 17 = 3.06 cm^2$

$\Rightarrow$ Use $1\Phi 12/10$cm with $As = 11.3 cm^2 > Asreq = 8.4 cm^2$ …for top reinforcement

4.14.5 Design of Landing:-

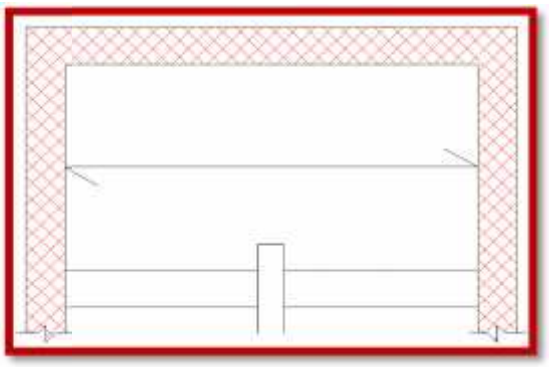


Fig.(4-31) Top View Landing

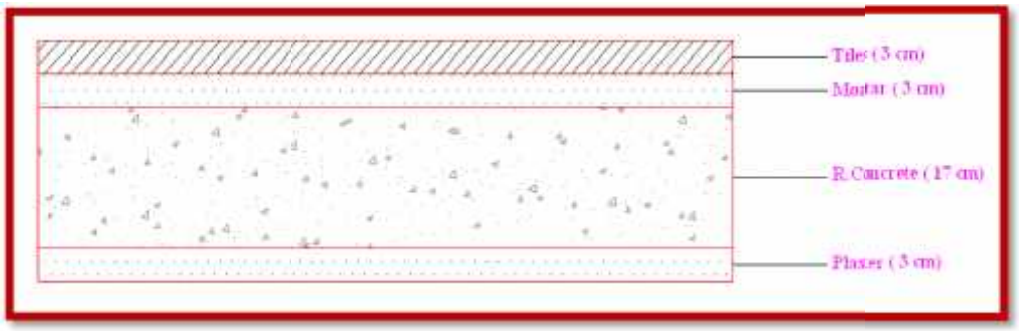


Fig.(4-32) Section in Stair's Landing

- Dead Load calculations:-

h slab=17cm

Dl of Tiles = (0.03)(22) = 0.66 kN/m².

Dl of mortar = (0.03)(22) = 0.66 kN/m².

Dl of slab = (0.17)(25) = 4.25 kN/m².

Dl of plaster = (0.03)(22) = 0.66 kN/m².

$\sum D1 = 6.23 kN/m ..... for\ 1\ m\ strip$

D2 (that comes from the stairs reaction on the lading) =16 kN/m

Total dead load = 6.23+16 = 22.23 KN/m.

- Live load calculations:-

L1 : Live load on the landing = 5 kN/m…….for 1m strip.

L2 (that comes from the stairs reaction on the lading) = 8.25 kN/m

Total live load = 5 + 8.25 = 13.25 kN/m

- Total Ultimate Load :-

qu=1.2D + 1.6L = (1.2)(22.23) + (1.6)(13.25) = 47.9 kN/m

4.14.5.1 Design Against Shear:-

$$Vu = \frac{qu \times L}{2} = \frac{47.9 \times 3.4}{2} = 81.4\ \ kN.$$

$$¤Vc = \frac{¤\sqrt{f_c'} \times b_w \times d}{6}$$

$$¤Vc = \frac{0.75 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 140}{6} = 85.7 kN$$

$$¤Vc = 85.7 > Vu = 81.4$$

$$\therefore ¤Vc > Vu_{critical}$$

∴ no shear reinforcement is required so the depth of stair's slab is OK

4.14.5.2 Design Against Bending:

$$Mu = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{47.9 \times 3.4^2}{8} = 69.2 \ \ kN.m$$

$$\text{Mn} = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{69.2}{0.9} = 76.9 \ \ kN.m$$

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{76.9 * 10^6}{1000 \times (140)^2} = 3.9 \ \ Mpa.$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.1)(3.9)}{410}}\right) = 0.01$$

$$\text{As}_{(\text{req.})} = \rho \times \text{b} \times \text{d} = 0.01 \times 100 \times 14 = 14 \ \text{cm}^2$$

$$As_{\min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{(410)}(1000)(140) \geq \frac{1.4}{410}(1000)(140)$$

$$As_{\min} = 4.2cm^2 \leq 4.8cm^2$$

$$As_{req.} = 14cm^2 > As_{\min} = 4.8 \ \ cm^2$$

$$\Rightarrow \text{Use} \ 1\Phi 14/10 \ \text{cm} \ldots\ldots \text{bottom reinforcement}$$

For secondary reinforcement:

$$As_{sh.\&temp.} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 17 = 3.06cm^2$$

Select $1\Phi 10/20$ cm …for top & bottom reinforcement

4 - 15 Design of shear Wall:

(4.15.1) General Definitions for Seismic Load Calculations:

According to the UBC, the total design base shear in a given direction shall be determined from the following formula:

$$V = \frac{Cv.I}{R.T} W \quad .....(Eq.\ 30-4).$$

The total design base shear need not exceed the following:

$$V = \frac{2.5Ca.I}{R} W \quad .....(Eq.\ 30-5).$$

The total design base shear shall not be less than the following:

$$V = 0.11Ca.I.W \quad .....(Eq.\ 30-6).$$

Where:

V: The total design base shear in a given direction.

Z: Seismic zone factor as given in Table 16-I and it equals to 0.30

I: Importance factor given in table 16-K and it equals to 1.00

R: Numerical coefficient representative of the inherent over strength and global ductility capacity of lateral force-resisting systems, given in table 16-N and it equals to 5.50

S_A: Soil Profile Type given in table 16-J (V_c > *1500m/sec*.).

C_a: Seismic Coefficient given in table 16-Q and it equals to 0.24

C_v: Seismic Coefficient given in table 16-R and it equals to 0.24

W: The total seismic dead load of all floors.

The value of Structure period *T* may be approximated from the following formula:

$T = C_t (h_n)^{3/4}$ ……..*(Eq. 30-8).*

Where:

Ct = 0.035 (0.0853) for steel moment-resisting frames.

Ct = 0.030 (0.0731) for reinforced concrete moment-resisting frames and eccentrically braced frames.

Ct = 0.020 (0.0488) for all other buildings.

h_n: height in feet (m) above the base to Level i, n or x, respectively.

T = 0.0488 $(18)^{3/4}$ = 0.43 seconds. …….. (Eq. 30-8).

$$V = \frac{0.24 \times 1.00}{5.50 \times 0.43} \times W = 0.1 \ W \text{.....} (Eq. 30-4)$$

$$V = \frac{0.25 \times 0.24 \times 1.00}{5.50} \ W = 0.11 \ W \text{ .....} (Eq. 30\text{-}5).$$

$$V = 0.11 \times 0.24 \times 1.00 \times W = 0.03 \ W \text{ .....} (Eq. 30\text{-}6).$$

$$\Rightarrow V = \frac{0.24 \times 1.00}{5.50 \times 0.43} \times W = 0.1 \ W \text{.....} control$$

4.15.2 Calculation of Loads:

W_{Floor} = Total dead loads of the floor.

- $W_{Basement\ Floor}$ = Weight of slab+ Weight of stairs + 0.5(Weight of upper columns & walls + Weight of lower columns & walls) = 6870 kN.

- $W_{Ground\ Floor}$ = Weight of slab + Weight of stairs + 0.5(Weight of upper columns & walls + Weight of lower columns & walls) = 7770 kN.

- $W_{\text{First Floor}}$ = Weight of slab + Weight of stairs + 0.5(Weight of upper columns & walls + Weight of lower columns & walls) = 8345 kN.

- $W_{\text{Second Floor}}$ = Weight of slab+ Weight of stairs + 0.5(Weight of upper columns & walls + Weight of lower columns & walls) = 8345 kN.

- $W_{\text{Third Floor}}$ = Weight of slab+ Weight of stairs + 0.5(Weight of upper columns & walls + Weight of lower columns & walls) = 8034 kN.

- $W_{\text{Roof Floor}}$ = Weight of slab + 0.5×Weight of lower columns & walls = 580 kN.

4.15.3 Calculation of Shear Force on "Shear Walls"

$W_{\text{Total}} = W_{\text{Basement Floor}} + W_{\text{Ground Floor}} + W_{\text{First Floor}} + W_{\text{Second Floor}} + W_{\text{Third Floor}} + W_{\text{Fourth Floor}} + W_{\text{Fifth Floor}} + W_{\text{Sixth Floor}} + W_{\text{Roof Floor}}$

= 6870 + 7770 + 8345 + 8345 + 8034 + 580 = 39944 kN.

According to the UBC, the total design base shear in a given direction,

$V = 0.1 \times W_{\text{Total}}$.

$V = 0.1 \times 39944 = 3994.4$ kN.

$Ft = 0.07 \times T \times V$ ….. (UBC1997-Eq. 30-14)

$Ft = 0.07 \times 0.43 \times 3994.4 = 120.23$ kN.

$$Fx = \frac{(V - Ft)\, W_x \times h_x}{\sum_{i=1}^{n} W_i h_i}$$ .... (UBC1997, Eq. 30-15).

Table (4-1) FX Calculations.

Floor	W (kN)	V (kN)	H (m)	Ft (kN)	V-Ft (kN)	W×h	Fx	FX
Roof	580	3994.4	20.3	120.2	3874.2	11774	127.97	248.17
Third	8034	3994.4	18.0	120.2	3874.2	143612	1278.37	1526.54
Second	8345	3994.4	14.4	120.2	3874.2	110168	910.77	2437.31
First	8345	3994.4	10.8	120.2	3874.2	80126	806.47	3243.78
Ground	7770	3994.4	7.2	120.2	3874.2	45944	510.47	3754.25
Basement	6870	3994.4	3.6	120.2	3874.2	19732.	240.17	3994.42
Σ	39944					356450		

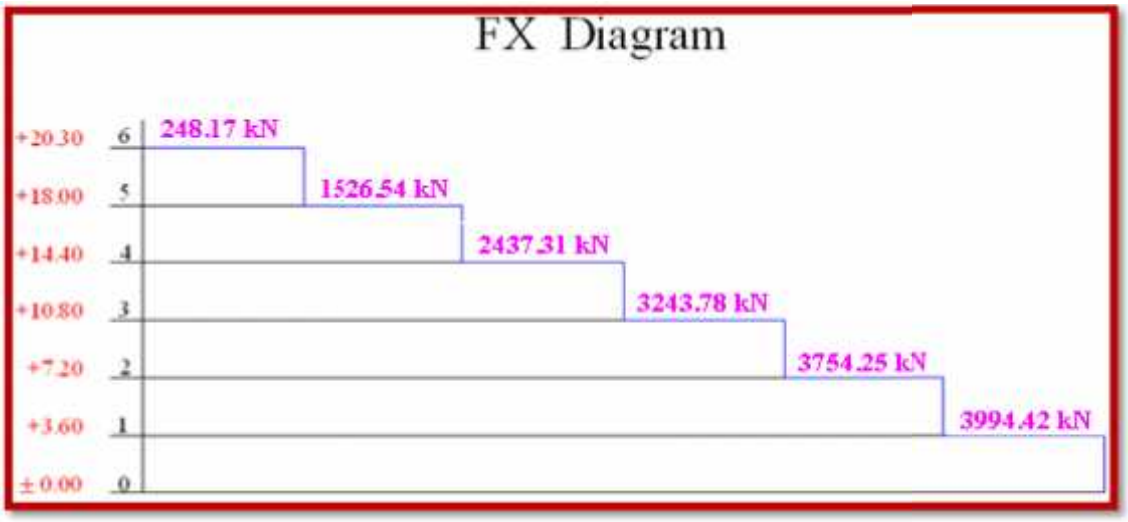


Fig. (4-33) FX Diagram

By using mb BauStatic S440 8.21 software to Analyze the shear walls, the results of Shear Wall (3) was as follow:

%Qx = 0.34

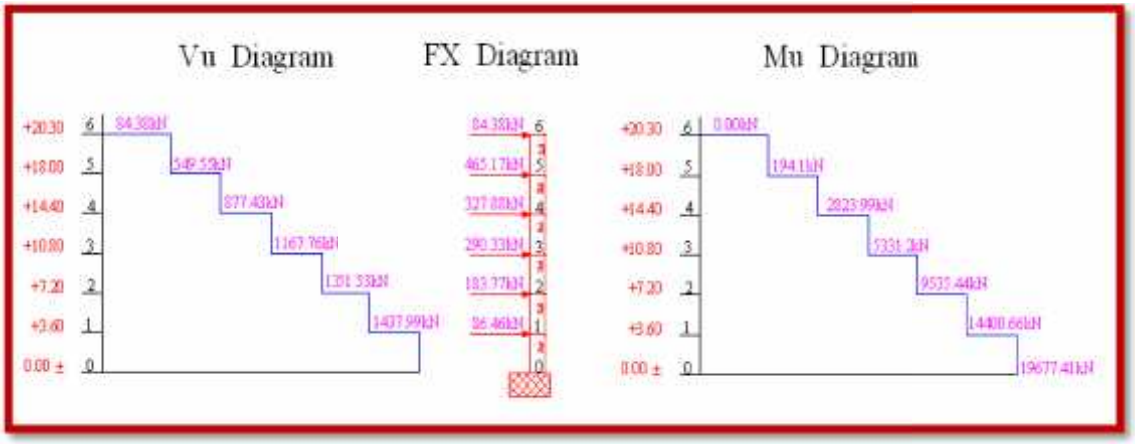


Fig. (4-34) FX , Vu , Mu , Diagrams .

4.15.4 Design of Shear wall (#3) :

fc' = 24 MPa.

fy = 410 MPa.

h = 30 cm. Shear wall thickness.

Lw = 5.0 m. shear wall length

hw = 20.3 m. Building height.

4.15.5 Design of Horizontal Reinforcement

Vu= 1351.53 kN.

$$Vn = \frac{Vu}{¤} = \frac{1351.53}{0.75} = 1802.1 \ kN$$

d = 0.8*Lw = 0.8*5000 = 4000 mm

$$Vc = \frac{1}{6}\sqrt{fc'} \times b \times d = \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times (300) \times (4000) = 979.8 \ \ kN < Vu$$

Vs = Vn – Vc

= 1802.1 – 979.8 = 822.3 kN

$$\frac{Avh}{S_2} = \left(\frac{Vs}{fy \times d} \right) = \frac{822.3 \times 10^3}{410 \times 4000} = 0.50 \ \ mm$$

$$\frac{Avh}{S_2} = 0.0025 \times h = 0.0025 \times 300 = 0.75 \ \ mm$$

$$S_2 = \frac{Lw}{5} = \frac{5000}{5} = 1000 \ \ mm$$

$$S_2 = 3 \times h = 3 \times 300 = 900 \ \ mm$$

Select 2Φ12 with As = 2.26 cm^2.

$$\frac{Avh}{S_2} = 0.75mm > 0.50mm$$

$$\frac{226}{S_2} = 0.75 \Rightarrow S_2 = 301.33mm$$

Select S_2 = 30 cm < S_{req} = 30.133cm.

Select S_2 = 30 cm < S_2 = 90 cm < S_2 = 100 cm

- ❖ Use 2Φ12 @ 30 cm (C/C) in two layer

4.15.6 Design of Vertical Reinforcement:

$$Avn = \left(0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{hw}{Lw})(\frac{Avh}{S_2 \times h}) - 0.0025 \right) \times S_1 \times h$$

$$\frac{hw}{Lw} = \frac{20.3}{5} = 4.1 \ \ > 2.5$$

$$\Rightarrow Avn = 0.0025 \times S_1 \times h = 4.1 \ \ > 2.5$$

$$S_1 = \frac{1}{3} \times Lw = \frac{1}{3} \times 5000 = 1666.7mm$$

$$S_1 = 3 \times h = 3 \times 300 = 900mm$$

Select 2Φ12 with As = 2.26 cm^2.

226 = 0.0025× S_1 × 300

S_1 = 301.33 mm

Select S_1 = 30 cm < S_{req} = 30.133cm.

Select S_1 = 30 cm < S_1 = 90 cm < S_1 = 166.67 cm

$\Rightarrow$ Use 2Φ12 @ 30 cm (C/C) in two layer

4.15.7 Design of Moment:

Mu = 14400.65 kN.m

$$C \geq \frac{Lw}{4.5} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots ACI, Eq.(21-8)$$

$$C \geq \frac{5}{4.5} = 1.11m$$

$$Cw = C - 0.1 \times Lw$$

$$Cw = 1.11 - 0.1 \times 5 = 0.61m$$

$$Cw = \frac{C}{2} = \frac{0.61}{2} = 0.305 \ \ m$$

Select Cw = 0. 61 m > 0.305 m

$$Asv = \frac{Lw}{S_1} \times Asv$$

$$Asv = \frac{5}{0.3} \times 2.26 = 37.67cm^2$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{\frac{2 + 0.85 \times \ _1 \times fc' \times Lw \times h}{As \times fy}} = 0.06$$

$$Mu = 0.9 \times 0.5 \times As \times fy \times Lw \times (1 - \frac{Z}{Lw})$$

$$Mu = 0.9 \times 0.5 \times 3767 \times 410 \times 5000 \times (1 - 0.6)$$

$$Mu = 3266.6 kN.m$$

$$Mu_{Design} = 14400.65 - 3266.6 = 11134.1 kN.m$$

$$Ast = \frac{Mu/¤}{fy \times (Lw - Cw)} = \frac{11134.1 \times 10^6 / 0.9}{410 \times (5000 - 610)} = 6873.3 \ mm^2$$

$$Ast_{MAX} = 0.08 \times b \times Cw$$

$$Ast_{MAX} = 0.08 \times 30 \times 61 = 146.4 \ cm^2 > Ast = 68.733 \ cm^2$$

$$As(1¤25) = 4.91$$

Select 14Φ25 with As = 14 × 4.91 = 68.74 cm^2 > Ast = 68.733 cm^2.

& As = 14 × 4.91 = 68.74 cm^2 < Ast $_{max}$ = 146.4 cm^2.

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

٥-١ النتائج.

٥-٢ التوصيات.

الفصل الخامس

النتائج و التوصيات

٥-١ النتائج

١. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.

٢. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.

٣. يجب اختيار النظام الإنشائي الأنسب من حيث الأمان والتكلفة الاقتصادية.

٤. على المهندس المصمم أن يكون ملماً بطرق تنفيذ العناصر الإنشائية حتى يتمكن من تصميم المنشأ بطريقة قابلة للتنفيذ.

٥. تم استخدام نظام (One- Way Ribbed Slab) في جميع الطوابق نظرا لطبيعة وشكل المنشأ.
كما تم استخدام العقدات المصمتة (Solid Slab) لبيوت الدرج والمصاعد.

٦. الأحمال الحية المستخدمة في المشروع تم الحصول عليها من الكود الأردني.

٧. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم هي الحس الهندسي الذي يقوم من خلاله بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

٥-٢ التوصيات

١. يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملاً إنشائياً ومعمارياً.

٢. يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.

٣. ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.

٤. إذا تبين أن قوة تحمل التربة أقل من القوة التي تم تصميم المشروع بناءً عليها؛ فإنه يجب إعادة تصميم الأساسات وفقاً للقيمة الجديدة.

٥. بعد المراجعة الشاملة للمخططات التنفيذية فإن هذا المشروع يعتبر جاهزاً للتنفيذ إنشائياً ومعمارياً.

٦. يجب استكمال التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.

Appendix (A)

Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (B)

Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

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

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

Notes:

Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density w_c = 2320 kg/m^3) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:

a) For structural lightweight concrete having unit density, w_c, in the range 1440-1920 kg/m^3, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.

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

Table(4-1) MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

Type of member	Deflection to be considered	Deflection limitation
Flat roofs not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load *L*	$\ell/180^*$
Floors not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load *L*	$\ell/360$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	That part of the total deflection occurring after attachment of nonstructural elements (sum of the long-term deflection due to all sustained loads and the immediate deflection due to any additional live load)†	$\ell/480^\ddagger$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections		$\ell/240^\S$

* Limit not intended to safeguard against ponding. Ponding should be checked by suitable calculations of deflection, including added deflections due to ponded water, and considering long-term effects of all sustained loads, camber, construction tolerances, and reliability of provisions for drainage.

† Long-term deflection shall be determined in accordance with 9.5.2.5 or 9.5.4.3, but may be reduced by amount of deflection calculated to occur before attachment of nonstructural elements. This amount shall be determined on basis of accepted engineering data relating to time-deflection characteristics of members similar to those being considered.

‡ Limit may be exceeded if adequate measures are taken to prevent damage to supported or attached elements.

§ Limit shall not be greater than tolerance provided for nonstructural elements. Limit may be exceeded if camber is provided so that total deflection minus camber does not exceed limit.

Table (4-2): MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

جدول رقم (6)

الأحمال الحية للأرضيات و العقدات

نـوع المبـنى		الاستعمال (الاشغال)	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عـام	خـاص		كن/م٢	كـن
المباني السكنية والخاصة	المنـازل والبيـوت والشـقق السكنيـة والأبنية ذات الطـابق الواحـد.	جميع الغرف بما في ذلك غـرف النـوم والمطابـخ وغرف الغسيل وما شابه ذلك	2.000	1.400
	الفنـادق والموتيلات والمستشفيات	غرف النوم	2.000	1.800
	منـازل الطلبـة ومـا شابهـا	غرف وقاعات النوم	2.000	1.800
المباني العامة	القاعـات العامـة وقاعـات التجمـع والمسـاجد والكنـائس وقاعـات التـدريس والمسـارح ودور السـينما وقاعـات التجمـع فـي المـدارس والكليـات والنـوادي والمـدرجات المسـقوفة والقاعـات الرياضـية المغلقة	مقاعد ثابتة	4.000	-
		مقاعد غير ثابتة	5.000	3.600
	المكتبات	مستودعات الكتب	6.000	-
	غرف المطالعة في المكتبات	من دون مستودع كتب	2.500	4.500
		مع مستودع كتب	4.000	4.500

Appendix (C)

قائمة المصادر والمراجع

١. كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، ١٩٩٠م.

٢. تلخيص الأستاذ المشرف.

٣. أحمد غنيمات – ماجد نشوية- محمد عمرو ، "تصميم مركز ثقافي في مدينة الخليل" ، مشروع تخرج استكمالاً لمتطلبات درجة البكالوريوس ، جامعة بوليتكنك فلسطين ، الخليل ، فلسطين ، ٢٠٠٨م.

4. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-05) and Commentary, USA, 2005.