بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

التصميم الإنشائي لمنشأة محمية لذوي الاحتياجات الخاصة

فريق العمل

رؤى محمد سامي زغير **زينة محمود الشاعر**

منى أحمد الشاعر

إشراف

د.ماهر عمرو

الخليل- فلسطين

ايار – 2011

بسم الله الرحمن الرحيم

التصميم الإنشائي لمنشأة محمية لذوي الاحتياجات الخاصة

فريق العمل

رؤى محمد سامي زغير زينة محمود الشاعر

منى أحمد الشاعر

إشراف

د.ماهر عمرو

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنيك فلسطين

للوفاء بمتطلبات الحصول على

درجة البكالوريس في الهندسة تخصص هندسة المباني

جامعة بوليتكنيك فلسطين

الخليل- فلسطين

ايار – 2011

بسم الله الرحمن الرحيم

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتيكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

مشروع تخرج بعنوان

التصميم الإنشائي لمنشأة محمية لذوي الاحتياجات الخاصة في مدينة الخليل

فريق العمل

رؤى محمد سامي زغير **زينة محمود الشاعر**

منى أحمد الشاعر

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

توقيع المشرف
د.ماهر عمرو
.....

توقيع رئيس الدائرة
م.خليل كرامة
.....

الإهداء

إلى كل من قال بأن العلم نور....إلى الذين جدوا واجتهدوا في طلب العلم

...إليكم زميلاتنا وزملائنا الأعزاء

إلى التي ضحت بسنين عمرها وأعطتنا ولم تبقي لها شيئا من وقتها ،الى

ذلك الرجل الذي بان عليه العناء والتعب ...إليكم أبي وأمي يا من لولاكم

ولولا دعمكم المتواصل ما كنا لنقف هنا هذا اليوم.

أما انتم يا أساتذتنا فلا ادري ماذا نقول فيكم أو كيف نكافئكم وكيف

نرضيكم،فأنتم الشمعة التي احترقت لتضيء آلاف الشموع ..كنتم معنا خطوة

بخطوة ووقفتم إلى جانبنا كأولاد لكم ..

كونوا على ثقة بأنه مهما باعدت بيننا المسافات ومهما فعلت بنا الدنيا فلن

تشير البوصلة إلا إليكم

إليكم جميعا نهدي ثمرة عملنا الدؤوب هذا

فريق العمل....

الشكر والتقدير

لا يسعنا في هذا المقام إلا أن نتقدم بجزيل الشكر وأسمى آيات التقدير، إلى جامعتنا الغالية

ودائرة الهندسة المدنية والمعمارية، والى كل الذين ساهموا ووقفوا معنا من اجل تحقيق هدفنا

المنشود في انجاز هذا البحث المتواضع ليضعونا على أول الطريق .....طريق مواجهة الحياة العملية

ونخص بالذكر آبائنا وأمهاتنا اللاتي سهرن الليالي وكابدوا من اجل راحتنا وتحقيق أحلامنا،

والنهوض بنا إلى مصاف أهل العلم ...والى أساتذتنا الأفاضل ، ونخص بالذكر مشرفنا العلمي

د.ماهر عمرو الذي لم يآل جهدا في ولادة هذا البحث إلى النور عبر توجيهاته وإرشاداته العلمية البناءة ،

ومتابعة خطواتنا أول بأول ، والى كل من قدم لنا النصح والإرشاد في هذا البحث ونخص بالذكر الأستاذ شاهر

أبو ميزر ...فلهم منا كل الشكر والاحترام ، والى كل الذين لم نذكرهم حصرا ..

لهم متسع في القلب أيضا.

لكم منا مرة أخرى أسمى آيات الشكر والمحبة طالما حيينا.

وتفضلوا منا بقبول فائق الاحترام...

فريق العمل...

خلاصة المشروع

التصميم الإنشائي لمنشأة محمية لذوي الاحتياجات الخاصة
في مدينة الخليل

فريق المشروع
رؤى محمد سامي زغير زينة محمود الشاعر
منى أحمد الشاعر

جامعة بوليتكنك فلسطين

إشراف

د.ماهر عمرو

يهدف المشروع بشكل أساسي إلى التصميم الإنشائي لجميع العناصر الانشائية للمنشأة المحمية التي صممت بهدف استقطاب فئة ذوي الاحتياجات الخاصة من اجل تنميتها وتطويرها لجعلها تندمج ضمن هذا المجتمع ،وذلك من خلال توفير كل المستلزمات والاحتياجات وتخطي كل الصعوبات التي من شانها أن تعيقهم،وذلك بتوفير هذه المباني مجتمعة مع بعضها ،والتي قد تكون سبيلا لإبداعهم ودخولهم جنبا إلى جنب للمشاركة في جميع نواحي الحياة.

يتكون المشروع من ثلاثة طوابق (بمساحة اجمالية ٦٨٠٣م^2)، بحيث يحتوي المشروع على العديد من الفعاليات مثل قسم الاستقبال و قسم العلاج الطبيعي والقسم المهني والوحدات الطبية والكفتيريا وغيرها .
من الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الاردني لتحديد الاحمال الحية ،ولتحديد احمال الزلازل تم استخدام (U.B.C) ،اما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فقد تم استخدام الكود الامريكي (ACI_2008)، ولا بد من الاشارة الى انه سيتم الاعتماد على بعض البرامج الحاسوبية مثل : Autocad2008, STAAD.Pro, Office2007, Strap وغيرها.

من المتوقع بعد اتمام المشروع ان نكون قادرين على تقديم التصميم الانشائي لجميع العناصر الانشائية للمبنى كاملا.

والله الموفق

Abstract

Structural Design and Details of center of rehabilitation of special needs

Project Team

Ruaa Zughyair **Zaina ALshaer** **Muna ALshaer**

Palestine Polytechnic University

Supervisor
Dr. Maher Amro

The main aim of this project is to prepare all of the structural design and executive details of a center of rehabilitation of special needs building in Hebron city.

This building consists of 3 floors and it contains unlimited activities.
This building is a reinforced concrete structure, and it will be designed according to ACI-code-2008.

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

الفهرس

الموضوع	رقم الصفحة
صفحة الإهداء	iii
صفحة الشكر والتقدير	iv
صفحة الملخص باللغة العربية	v
صفحة الملخص باللغة الانجليزية	vi
الفهرس	vii
قائمة الاختصارات	xviii

		رقم الصفحة
الفصل الأول	المقـدمـة	1
1-1	اسم المشروع	2
2-1	تمهيد	2
3-1	مشكلة البحث	2
4-1	اهداف المشروع	3
5-1	سبب اختيار المشروع	3
6-1	دوافع اختيار المشروع	4
7-1	خطوات المشروع	4
8-1	نطاق المشروع	5
الفصل الثاني	الوصف المعماري للمشروع	6
1-2	لمحة عامة عن المشروع	7
2-2	الفكرة الفلسفية للمشروع	7
3-2	دوافع اختيار المشروع	7
4-2	موقع المشروع	8
5-2	أسباب وأهمية اختيار المشروع	9
6-2	دراسة عناصر المشروع	10
7-2	الواجهات	13
الفصل الثالث	الدراسات الانشائية	15
1-3	مقدمة	16
2-3	هدف التصميم الانشائي	16

3-3	الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل	16
	3-3-1 الأحمال	17
	3-3-1-1 الأحمال الميتة	17
	3-3-1-2 الأحمال الحية	18
	3-3-1-3 الأحمال البيئية	18
4-3	العناصر الإنشائية المستخدمة	22
	3-4-1 العقدات	22
	3-4-1-1 العقدات المصمتة (Solid Slabs)	23
	3-4-1-2 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	25
	3-4-1-3 عقدات العصب ذات الاتجاهين	25
	3-4-2 الجسور	26
	3-4-3 الأعمدة	27
	3-4-4 الجدران الحاملة (جدران القص)	28
	3-4-5 فواصل التمدد	29
	3-4-6 الأساسات	30
	3-4-7 الأدراج	31
	3-4-8 المنشات المعدنية (الجمالونات)	32
5-3	برامج الحاسوب التي سيتم استخدامها	33

Chapter 4 Structural Analysis And Design

Sections	*Section Name*	*Page No.*
	Structural Analysis And Design	**34**
4.1	**Introduction**	**35**
4.2	**Factored Loads**	**35**
4.3	**Determination of Thickness**	**36**
	4.3.1 Determination of Thickness for One Way Rib Slab	**36**
	4.3.2 Determination of Thickness for Two Way Rib Slab	**36**
4.4	**Load Calculation**	**38**
4.5	**Design of Topping**	**40**

	4.5.1 Design of Toping for One Way Ribbed Slab	**40**
	4.5.2 Design of Toping for Two Way Ribbed Slab	**41**
4.6	**Design of Rib (14)**	**42**
	4.6.1 Design of Positive Moment for (Rib 14)	**43**
	4.6.2 Design Of Shear For Rib (14) in the ground floor slab	**45**
4.7	**Design Of Tow Way Rib Slab**	**47**
	4.7.1 Determination Of Coefficient	**48**
	4.7.2 Internal Force And Moments	**48**
	4.7.3 Determination Of b_E in X Direction	**48**
	4.7.4 Determination Of b_E in Y Direction	**48**
	4.7.5 Design Of Positive Reinforcement	**49**
	4.7.6 Design Of Negative Reinforcement	**50**
	4.7.7 Design Of Shear	**52**
	4.7.7.1 Design Of Shear Reinforcement In X-Y Direction	**52**
4.8	**Design of Beam (B 02)in the basement floor slab**	**53**
	4.8.1 Design of Positive Moment (B 02)	**56**
	4.8.2 Design of Negative Moment (B 02)	**57**
	4.8.3 Design of Shear for Beam (B02)	**59**
4.9	**Design of beam loaded by two way rib**	**60**
	4.9.1 Design of Positive Moment (B 59)	**64**
	4.9.2 Design of Negative Moment (B 59)	**65**
	4.9.3 Design of Shear for Beam (B 59)	**66**
4.10	**Design of Long Column**	**68**
	4.10.1 Design of Longitudinal Reinforcement	**68**
	4.10.2 Check Slenderness Effect	**69**
	4.10.3 Design of The Tie Rienforcement	**72**
	4.10.4 Long Column Detail	**73**
4.11	**Design Of Isolated Footing**	**74**
	4.11.1 Load Calculation	**74**

	4.11.2 Determination of Footing Area	**74**
	4.11.3 Determination the effective depth Of footing Based Shear Strength	**75**
	4.11.4 Design For Bending Moment	**77**
	4.11.5 Development Length	**79**
	4.11.6 Check Transfer Of load At Base Of Column	**79**
	4.11.7 Isolated Footing Detail	**80**
4.12	**Design Of Combined Footing**	**81**
	4.12.1 Determination of Footing diminution	**82**
	4.12.2 Determination Of footing Depth	**82**
	4.12.3 Design For Bending Moment	**84**
	4.12. 4Check Transfer Of load At Base Of Column	**84**
	4.12.5 Combined Footing Detail	**85**
4.13	**Design Of Strip Footing**	**86**
	4.13.1 Load Calculation	**86**
	4.13.2 Bearing Pressure	**86**
	4.13.3 Determine the Footing Width	**86**
	4.13.4 Design of shear	**87**
	4.13.5 Determined Of Reinforcement Moment Strength	**87**
	4.13.6 Design Of Secondary Bottom Reinforcement	**88**
	4.13.7 Development length of main reinforcement	**88**
	4.13.8 Design Of Dowels Bare	**89**
	4.13.9 Strip Footing Detail	**90**
4.14	**Design Of Mat Footing**	**91**
	4.14.1 Design Of Shear	**91**
	4.14.2 Design Of Bending Moment	**91**
	4.14.3 Design In X Direction	**92**

	4.14.4 Design In Y Direction	**94**
4.15	**Design Of Stairs**	**95**
	4.15.1 Determination Of Slab Thickness	**95**
	4.15.2 Load Calculation At Section (A-A)	**96**
	4.15.3 Design Of Shear	**97**
	4.15.4 Design Of Bending Moment	**99**
	4.15.4.1 Development Length Of Bars	**100**
	4.15.4.2 Secondary Reinforcement	**101**
	4.15.5 Stair At Section (A-A)	**101**
4.16	**Design of One-way solid slab (stair slab)**	**102**
	4.16.1 Determination of thickness and load	**102**
	4.16.2 Design for positive moment	**102**
	4.16.3 Shrinkage & Temperature Reinforcement in top layer	**104**
4.17	**Design Of Shear Wall**	**104**
	4.17.1 Calculation of loads	**104**
	4.17.2 Calculation Of Shear Force On Shear Wall	**104**
	4.17.3 Shear Wall Design Parameters	**107**
	4.17.4 Design Of Horizontal Reinforcement	**107**
	4.17.5 Design Of Vertical Reinforcement	**108**
	4.17.6 Design of moment	**109**
4.18	**Design of steel**	**110**
	4.18.1 Load calculation	**110**
	4.18.2 Design Values for praline	**111**
	4.18.3 Design of Truss	**111**
	4.18.3.1 Design Of the diagonal member	**112**
	4.18.3.2 Design of vertical member	**112**
	4.18.3.3 Design of Top and Bottom members	**113**

4.18.3.4 Design of bottom member 114

الفصل الخامس النتائج والتوصيات 114

5-1 المقدمة 115

5-2 النتائج 115

5-3 التوصيات 116

فهرس الجداول

الجدول	رقم الصفحة
جدول (1-1): جدول الترتيب الزمني	٥
جدول(1- 3): الكثافات النوعية للمواد المستخدمة	١٧
جدول(3- 2): Wind velocity pressure according to the German code.	١٨
جدول(3- 3): أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	٢١
جدول(4-1): Calculation of the total dead load for one way rib slab.	٣٩
جدول(4-2): Calculation of the total dead load for two way rib slab	٤٦
جدول (4-3): calculation of the total Fx	١٠٦

فهرس الأشكال والرسومات

اسم الشكل	رقم الصفحة

الشكل (2 – 1): خارطة الموقع الجغرافي .	8
الشكل (2 – 2): الموقع.	9
الشكل (2 – 3): المسقط الافقي للطابق الارضي.	10
الشكل (2 – 4): المسقط الافقي للطابق الاول.	11
الشكل (2 – 5): المسقط الافقي للطابق الثاني.	12
الشكل (2 – 6): الواجهات الجنوبية و الشمالية.	13
الشكل (2 – 7): الواجهات الشرقية والغربية.	14
الشكل (2 – 8): القطاعات.	14
الشكل رقم(3 – 1): بعض العناصر الإنشائية المكونة للمباني.	22
الشكل رقم(3 – 2): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.	24
الشكل رقم(3 – 3): عقدات العصب ذات الاتجاهين.	24
الشكل رقم(3 – 4): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.	25
الشكل رقم(3 – 5): عقدات العصب ذات الاتجاهين.	26
الشكل رقم(3 – 6):شكل الجسر الخرساني المدلاه.	27
الشكل رقم(3 – 7): شكل الجسر الخرساني المحورة.	27
الشكل رقم(3 – 8): أحد أشكال الأعمدة .	28
الشكل رقم(3 – 9): جدار قص .	29
الشكل رقم(3 – 10): فواصل انشائية.	30
الشكل رقم(3 – 11):شكل أحد الأساسات.	31
الشكل رقم(3 – 12):تسليح الأدراج.	31
الشكل رقم(3 – 13):أشكال مختلفة للجمالونات.	32

List of Figures

Description **Page. No**

Fig. (4-1) Rib (15). **36**

Fig. (4-2) Two way rib slab**.** **37**

Fig. (4-3) One way rib slab. **38**

Fig. (4-4) Toping of slab**.** **40**

Fig. (4-5) Rib location . **42**

Fig. (4-6) Spans length of rib (14). **42**

Fig. (4 -7) Shear diagram for rib (14)-(KN.m). **42**

Fig. (4-8) Moment diagram for rib (14)-(KN). **43**

Fig. (4-9) Tow Way Rib Slab. **46**

Fig. (4–10) Two Way Ribbed Slab with 28cm Thickness.(KN.m). **47**

Fig. (4–11) Spans Length of Beam (B02) **53**

Fig (4–12) beam location **54**

Fig (4–13) Envelope Moment and shear Diagram of Beam (B02) **55**

Fig (4– 14) Spans Length of Beam (B02) **61**

Fig (4– 15) Rib location **61**

Fig(4– 16) Load distribution **62**

Fig (4– 17) Envelope Moment and shear Diagram of Beam (B59) **63**

Fig (4– 18) Long Column Details **73**

Fig (4– 19) Isolated Footing Model **74**

Fig (4– 20) Isolated Footing **77**

Fig (4– 21) Structural system of Isolating Footing (Section A-A) **77**

Fig (4– 22) Isolating Footing Details **80**

Fig (4– 23) Combined Footing Details **84**

Fig (4– 24) Strip Footing Model **85**

Fig (4– 25) Structural system of strip Footing (Section A-A) **85**

Fig (4– 26) Strip Footing Details **89**

Fig (4– 27) Moment In (X) Direction **90**

Fig (4– 28) Moment In (Y) Direction **91**

Fig (4– 29) stairs location **94**
Fig (4– 30) Stairs Plan **95**
Fig (4– 31) Structural system of stairs at section (A-A) **95**
Fig (4– 32) Shear diagram of stairs at section (A-A) **97**
Fig (4– 33) Moment diagram of stairs at section(A-A) **98**
Fig (4– 34) Stairs at section (A-A) details **100**
Fig (4– 35) Two Way Solid Slab **101**
Fig (4– 36) F_X - Diagram **105**
Fig (4– 37) Moment & Shear- Diagram For Shear Wall **105**

List of Abbreviations

- As = area of non-prestressed tension reinforcement.
- Av = area of shear reinforcement within a distance (S).
- At = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- b = width of compression face of member.
- bw = web width, or diameter of circular section.
- DL = dead loads.
- LL = live loads.
- d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- Ec = modulus of elasticity of concrete.
- Fy = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- h = overall thickness of member.
- I = moment of inertia of section resisting externally applied factored loads.
- Ln = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- M = bending moment.
- Mu = factored moment at section.
- Mn = nominal moment.
- 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.

- W = width of beam or rib.
- Φ = strength reduction factor.
- ρ = ratio between area of concrete to area of steel .

الفصل الأول

1 المقدمـة

(1-1) اسم المشروع.

(2-1) تمهيد.

(3-1) مشكلة البحث.

(4-1) اهداف المشروع.

(5-1) سبب اختيار المشروع.

(6-1) دوافع اختيار المشروع.

(7-1) خطوات المشروع.

(8-1) خطاق المشروع.

الفصل الأول

(1-1) اسم المشروع :

التصميم الإنشائي لمنشأة محمية لذوي الاحتياجات الخاصة.

(2-1) تمهيد:

إن رعاية وتأهيل ذوي الاحتياجات الخاصة يعتبر واجبا إنسانيا وأخلاقيا قبل أن يكون وطنيا واجتماعيا،فقد شاءت إرادة الله أن يأتوا إلى الحياة وبين أيديهم إعاقتهم التي يعتبرها بعض أسرهم بلاء يجب إخفاؤه عن عيون الناس،ولأنهم بشر مثلنا ولهم كل الحق في الحياة سنقوم بعون الله بالتصميم الإنشائي لهذه المحمية التي قام بتصميمها مجموعة من زميلاتنا في قسم الهندسة المعمارية وهن :سمر الرجبي، وهذام الكركي،واماني الدويك ,بإشراف الدكتور غسان الدويك.

(3-1) مشكلة البحث :

تكمن مشكلة البحث في هذا المشروع بالتحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر المكونة للمبنى الذي ستجري عليه الدراسة.

حيث سيتم تحليل جميع القوى والأحمال الواقعة على كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل: **العقدات والجسور والأعصاب والأعمدة الخ،ومن ثم** تحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم لها.

(4-1) اهداف المشروع :

يهدف المشروع بشكل أساسي إلى التصميم الإنشائي لمنشأة محمية تؤدي إلى استقطاب هذه الفئة من اجل تنميتها وتطويرها لجعلها تندمج ضمن هذا المجتمع ،وذلك من خلال توفير كل المستلزمات والاحتياجات وتخطي كل الصعوبات التي من شانها أن تعيقهم،وذلك بتوفير هذه المباني مجتمعة مع بعضها ،والتي قد تكون سبيلا لإبداعهم ودخولهم جنبا إلى جنب للمشاركة في جميع نواحي الحياة.بينما الأهداف الثانوية للمشروع تتمثل في أكثر من هدف وغاية أهمها محاولة إيجاد حل لما تسبب به الوضع السياسي في فلسطين،سواء كان نتيجة الانتفاضة الأولى أو الثانية وغيرها من تعذيب المعتقلين في فترة السجن مما سبب لهم الإعاقات،فمثل هؤلاء الأشخاص يحتاجون إلى عناية خاصة وإعطائهم الدفعة الكافية من اجل العودة إلى معترك الحياة من جديد وممارسة جميع نشاطاتهم من خلال بعض التسهيلات التي سوف تقدمها مثل هذه المنشأة.

(5-1) سبب اختيار المشروع:

لقد تم اختيار التصميم الإنشائي لمشروع المحمية وذلك لان ذوي الاحتياجات الخاصة يشكلون النسبة الكبرى من سكان العالم،وتزداد هذه النسبة في الدول النامية وبالرغم من ان فلسطين تحتوي على نسبة كبيرة من ذوي الاحتياجات الخاصة حيث بلغ عددهم ١٦٠ ألف، وبمدينة الخليل بلغ عدد ذوي الاحتياجات الخاصة ٢٧ ألف،لكن هذه الإحصائيات لم تشكل دافعا أمام الجهات الرسمية لإنشاء المباني المؤهلة لاستقبال ذوي الاحتياجات الخاصة، على الرغم من صدور القانون رقم ٤ سنة ١٩٩٠ يحمل شعار "إن واجبات المعاق وحقوقه جزء لا يتجزأ من واجبات شعبنا الفلسطيني" وهذا القانون أعطى صلاحية لوزارة الحكم المحلي بعدم إعطاء التراخيص للأبنية العامة إلا بمخطط هندسي فيه أماكن ملائمة تسهل حركة المعاق،وكذلك تأهيل الأبنية القديمة التي تستخدمها المؤسسات بحيث يكون لديها القدرة على استقباله.

(1-6) دوافع اختيار المشروع :

1- تدقيق المخططات المعمارية وتعديل ما يلزم.

2- التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية لمشروع المحمية،حيث سيتم إعداد المخططات الإنشائية من جسور وأعصاب وأعمدة وأسلسات، ليكون جاهزا للتنفيذ بحيث لا يؤثر على الطابع المعماري وعلى الأقسام الوظيفية في المنشأة.

3- بالرغم من كبر المشروع وتعدد العناصر الإنشائية التي يحتوي عليها، فهذا لا يشكل أي رادع لتصميمه إنشائيا والمحافظة على طابعها المعماري.

(1-7) خطوات المشروع :

1- دراسة المخططات المعمارية للمنشأة المحمية من مساقط وواجهات وقطاعات وموقع عام ،وربط هذه المخططات مع بعضها البعض.

2- القيام بتوزيع الأعمدة بحيث لا تتعارض مع العناصر المعمارية والتقسيمات المختلفة التي وضعها المصمم المعماري.

3- دراسة المبنى إنشائيا، بحيث يتم تحديد العناصر الإنشائية والأحمال الواقعة على المبنى واعتماد النظام الإنشائي له.

4- التحليل الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة للمبنى.

5- التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية.

6- إعداد المخططات الإنشائية التنفيذية للمبنى،حيث يتم إخراجها بشكل يتم تنفيذه.

7- كتابة المشروع وإخراجه بصورة نهائية.

(8-1) خطاق المشروع :

يشتمل هذا المشروع على **اربع** فصول، وهي:

1- **الفصل الأول**: حيث يشمل المقدمة، ومشكلة المشروع، وأسباب اختيار المشروع وأهميته.

2- **الفصل الثاني**: يتضمن الوصف المعماري للمشروع، وفيه نبين متطلبات التصميم لهذا النوع من المنشآت.

3- **الفصل الثالث**: يحتوي على وصف العناصر الإنشائية للمبنى.

4- **الفصل الرابع**: يحتوي التحليل والتصميم الإنشائي لكافة العناصر الإنشائية.

الفصل الثاني

2

الوصف المعماري للمشروع

(2-1) لمحه عامه عن المشروع.

(2-2) الفكرة الفلسفية للمشروع.

(2-3) دوافع اختيار المشروع.

(2-4) موقع المشروع.

(2-5) أسباب وأهمية اختيار الموقع.

(2-6) دراسة عناصر المشروع.

(2-7) الواجهات.

(1-2) لمحه عامه عن المشروع :

المشروع عبارة عن منشأة محمية لذوي الاحتياجات الخاصة في منطقة جنوب شرق حلحول , تجمع بين الأقسام المختلفة للتأهيل من تأهيل وظيفي ومهني وأكاديمي، بالإضافة إلى كونها قادرة على دمج المعاقين في مجتمعاتهم ويؤدون دورهم الإنساني كسائر الناس.

والمشروع هو عبارة عن انشاء منشأة محمية لذوي الاحتياجات الخاصة ، وذلك لأسباب انسانية قبل أن تكون معمارية، وأن يتم تقديم القليل لتلك الفئة المهمشة من أفراد المجتمع ، وقد تم تصميم هذا المشروع وفقا للمعايير المحددة وكذلك تحديد متطلبات واحتياجات المشروع من الفراغات المعمارية وما يتعلق بها من عناصر وظيفية تفي بحاجة المستخدم ، وذلك حدد استعمالا كاملا لهذه المنشأة.

(2-2)الفكرة الفلسفية للمشروع :

الفكرة مستوحاة من فلسفة الألم الممزوج بالأمل، لا بد لبد الخير ان تزرع شجرة الامل ولا بد لشجرة الصبر ان تطرح ثمارها .

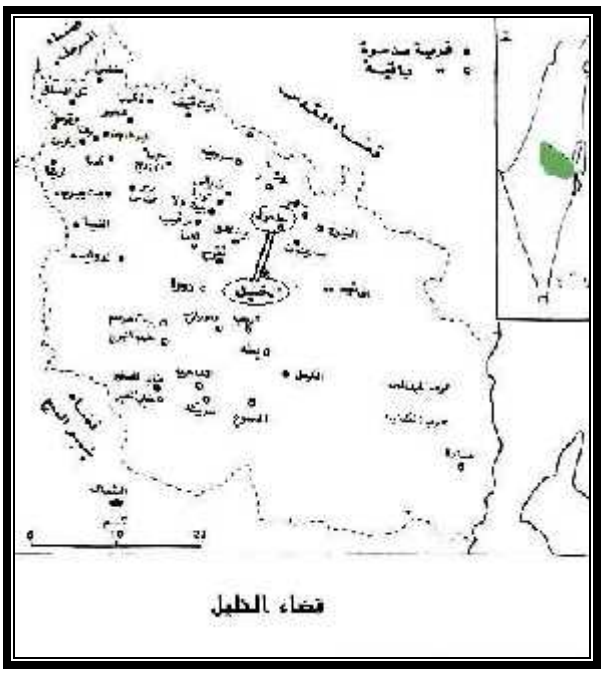
تقوم الفكرة بتجريد التعبير عن الألم بمثلث حاد الزوايا اسود اللون ذو الملمس الخشن والأمل بمستطيلات تحاول الخروج والتحرر من هذا الألم ،محاولة مراقصته بلونها الأبيض الناصع لتقضي على الألم ويبقى الأمل مرآة للمستقبل.

(3-2) دوافع اختيار المشروع :

١. نقص المراكز المتخصصة لإعادة تأهيل المعاقين ، وان وجدت تلبي جانبا واحد من عدة جوانب هم بحاجتها جميعا.
٢. مساعدة ضحايا الحروب المتكررة على الشعب الفلسطيني فالجرحى ينزفون حتى الموت، ومن لم يمت عاش طوال عمره يعاني من إعاقة تمنعه من ممارسة حياته بشكل طبيعي.
٣. خلق بيئة صحية وأكاديمية ووظيفية لهذه الفئة المهمشة من المجتمع .

(4-2) موقع المشروع :

الموقع المقترح للمشروع هو جزء مقتطع من ارض واد قبون ،مدينة حلحول ، شمال مدينة الخليل ،جنوب الضفة الغربية ،فلسطين. وتقع قطعة الأرض على هضبة جبلية أثرت في اعتدال مناخها ترتفع ٩٩٧م عن سطح البحر ، وترتبط بشبكة طرق رئيسية وهي شارع الخليل حلحول وشارع الخليل القدس .



شكل(١-٢) خارطة الموقع الجغرافي.

المصدر : www.rjeem.com

شكل(٢-٢) الموقع
المصدر : تصوير فريق العمل ٢٥اذار٢٠٠٩

(5-2) أسباب وأهمية اختيار الموقع :

إن اختيار الموقع المناسب هو من العوامل الأساسية لنجاح المشروع وهنا صفات الموقع الذي تم اختياره بالنسبة لعناصر متعددة.

إن عمليه اختيار ارض لإقامة مركز تأهيل لذوي الاحتياجات الخاصة لا تقيم بشكل أساسي لتوفر قطعه الأرض بل بأنها تقيم على أسس ومعايير تساعد في وضع قرار سليم يوجه المشروع إلى ذلك المسلك الذي يضفي على خدمات المشروع وأجزائه صبغه التكامل والتوافق مع النسيج الحضري العام . وفيما يلي عدة نقاط مهمة في عملية اختيار ارض لمركز تأهيل لذوي الاحتياجات الخاصة .

- جغرافيه الموقع : هو الجانب الذي يختص في دراسة موقع الأرض بالنسبة للنسيج العمراني بشكل عام ، وتأثير الموقع على وظيفة المبنى ، ودراسة المناخ وطبوغرافية الأرض .
- شبكه المواصلات : هو الجانب الذي يتحدث عن المتوفرة .
- الغطاء النباتي :- هو الجانب الذي يتحدث عن طبيعة الأرض من حيث احتوائها على الغطاء النباتي من أشجار ونباتات .

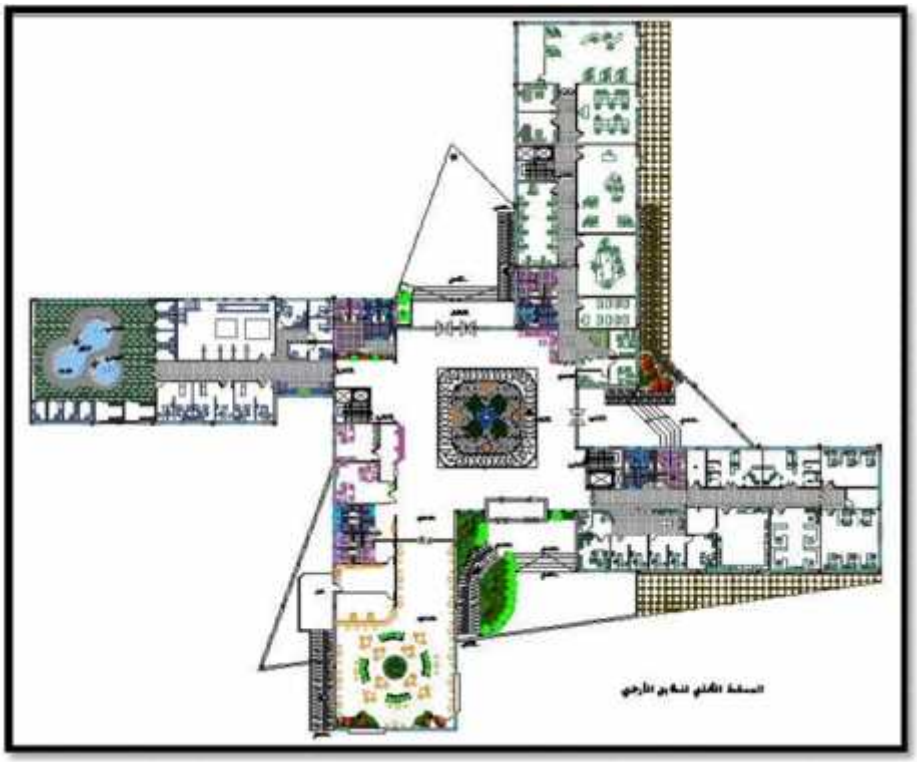
- أنماط المباني المحيطة : طبيعة المباني المحيطة بقطعة الأرض ونوعها ، تجاريه ،صناعية ، سكنية، أم خدماتي ...الخ . وكيفيه تأثير هذه المباني على قطعه الأرض وتأثيرها على المبنى المراد إنشاؤه ، ونوعية مواد البناء المستخدمة في المباني المحيطة وارتفاعاتها إن وجدت .

(6-2) دراسة عناصر المشروع:

يتكون المشروع من ثلاثة طوابق وهي:

الطابق الارضي:

يحتوي على قسم الاستقبال و قسم العلاج الطبيعي والقسم المهني والوحدات الطبية والكفتيريا.



الشكل (٣-٢) المسقط الافقي للطابق الارضي

الطابق الاول :

يحتوي على قسم الادارة، قسم تأهيل الاطفال،القسم الاجتماعي النفسي، المعرض.

الشكل (٤-٢) المسقط الافقي للطابق الاول

الطابق الثاني:

يحتوي على قسم المبيت (ذكور، انث) ، **المطعم**.

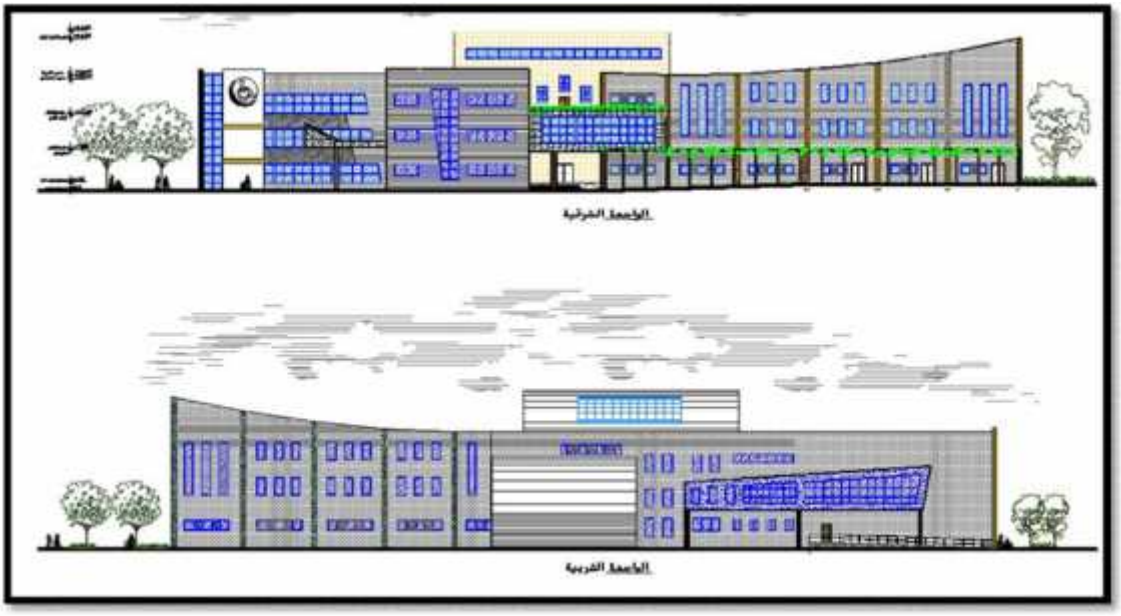
الشكل (٥-٢)المسقط الافقي للطابق الثاني.

* المجموع النهائي **لمساحات المشروع المقترح** = **٦٨٠٣ متر مربع** .
* مساحه مجالات الحركة ، **والفناء الداخلي ، والمنحدرات** = **١٣٨٨ متر مربع** .
* المساحة الكلية للمشروع **المقترح** = **٨١٩١ متر مربع** .
* **مساحة** مواقف السيارات = **١٩٦٠ متر مربع** .
* **مساحة الأرض** = **٤٥٠٠٠م٢ = ٤٥ دونم** .

(7-2) الواجهات:

إن الخطوط المتجهة نحو الأعلى بانسيابية تجسد الأمل المتصاعد يوما بعد يوم .

الشكل (٦-٢)الواجهات الجنوبية و الشمالية .



للشكل (٢-٧)الواجهات الشرقية والغربية.

للشكل (٢-٨)القطاعات.

الفصل الثالث

3 الدراسات الإنشائية

1-3 مقدمة

2-3 هدف التصميم الإنشائي

3-3 الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل

1-3-3 الأحمال

1 -3-3 الأحمال الميتة

2-1-3-3 الأحمال الحية

3-1-3-3 الأحمال البيئية

4-3 العناصر الانشائية المستخدمة

1-4-3 القدلت

2-4-3 الجسور

3-4-3 الأعمدة

4-4-3 الجدران الحاملة (جدران القص)

5-4-3 فواصل التمدد

6-4-3 لسلسات

7-4-3 الأدراج

8-4-3 المنشأت المعدنية(الجمالونات)

5-3 برامج الحاسوب التي سيتم استخدامها

3-1 مقدمة:

تهدف عملية التصميم الانشائي الى ضمان وجود مزايا التشغيل الضروري فيها، **مع احتواء العناصر** الإنشائية على أبعاد أكثر ملائمة من الناحية الاقتصادية.

وتعتبر معرفة العناصر الإنشائية المكونة لأي مشروع من الأمور الأساسية في تصميم المنشات الخرسانية المسلحة، وذلك لعمل مقارنات بين الأنواع المختلفة لهذه العناصر للحصول على النظام الإنشائي الأكثر أمنا.

لذلك فان ذلك يتطلب وصفا شاملا للعناصر الإنشائية المكونة للمشروع التي سيتم التعامل معها وتصميمها لاحقا في هذا المشروع من اجل الوصول إلى تصميم إنشائي كامل.

3-2 هدف التصميم الانشائي :

الهدف من التصميم الإنشائي، تحليل وتصميم العناصر الإنشائية وتحديد قطاعاتها بحيث تكون هذه القطاعات آمنة واقتصادية ، وسيتم استخدام مجموعة من البرامج لإتمام المشروع ، والحصول على مبنى مقاوم لمختلف القوى المؤثرة عليه ، وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على :

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

3-3 الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل:

ان من أهم الأعمال للقيام بعملية التحليل والتصميم هو القيام بالدراسة النظرية للمشروع للوصول الى أفضل ما يكون من عمليات التحليل والتصميم, ويكون ذلك بعد دراسة العناصر الانشائية بشكل كامل للمبنى, وتحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر للوصول إلى التصميم المتين والآمن وطريقة العمل المناسبة.

1-3-3 الاحمال:

وهي مجموعة القوى التي يصمم المنشأ ليتحملها, وان أي مبنى يتعرض لعدة أنواع من الأحمال يجب حسابها وتحديدها بدقة عالية لان أي خطا في تحديد وحساب الأحمال ينعكس سلبا على التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية المختلفة. وتقسم هذه الأحمال الى قسمين :

١- الاحمال الرئيسية (المباشرة) :وهذه الاحمال تتضمن الاحمال الميتة والاحمال الحية والاحمال البيئية .

٢- الاحمال الثانوية (غير المباشرة) : وتشمل انكماش الجفاف للخرسانة ، والتأثير الحراري والزحف وهبوط الاساس.

1-1-3-3 الأحمال الميتة:

وهي الأحمال التي تكون ثابتة من حيث المقدار والموقع ولا تتغير خلال عمر المبنى, وهذه الأحمال تتمثل في وزن العناصر الإنشائية وعناصر التشطيب, وعملية تحديد هذه الأحمال تتم من خلال افتراض العناصر الإنشائية, ومن خلال الكثافات النوعية المحددة لمواد البناء المختلفة حسب الكود الأردني.

والجدول رقم (1-3) يوضح الكثافات النوعية للمواد المستخدمة من الكود الاردني:

NO.	Material	Quality Density
1	Tiles	24 KN/m³
2	Sand	18 KN/m³
3	Reinforced concrete	25 KN/m³
4	Plaster	22 KN/m³

5	Mortar	22 KN/m³
٦	Backfill	20 KN/m³
7	Wall Partition	1.5 KN/m^2

3-1-3-2 الأحمال الحية:

وهي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية والإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة ، او استعمالات جزء منها ، بما في ذلك الأحمال الموزعة والمركزة، وأحمال القصور الذاتي وهي تشمل :

أثقال الأشخاص مستعملي المنشأ، شرط أن يؤخذ بعين الاعتبار في تقدير هذه الأحمال العامل الديناميكي في حال وجوده.

الأحمال الديناميكية ، كالأجهزة والعربات التي ينشا عنها اهتزازات تؤثر على المنشأ .

الأحمال الساكنة، والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر، كأثاث البيوت ، والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة، والمواد المخزنة الأثاث والأجهزة والمعدات، وتبلغ قيمة هذه الأحمال اعتماداً على نوعية الاستخدام وطبيعة المبنى، وقد تم اخذ الاحمال الحية من الكود الأردني ،حيث تم اعتماد $5KN\backslash m^2$ كأحمال حية واقعة على عقدات المبنى.

3-1-3-3 الأحمال البيئية:

وتشمل أحمال الثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية ، وهذه الأحمال تعتبر جزء من الأحمال الحية.

الرياح: عبارة عن قوى افقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني التي يزيد ارتفاعها عن ستة أدوار. وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن. وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على السرعة وارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة، والعديد من العوامل الأخرى. اعتماد الكود الألماني (DIN1055-5) للحصول على قيمة قوة الرياح الافقية و هذا يظهر جليا في المعادلة التالية :

(3-2) Wind velocity pressure (q) according to the German code

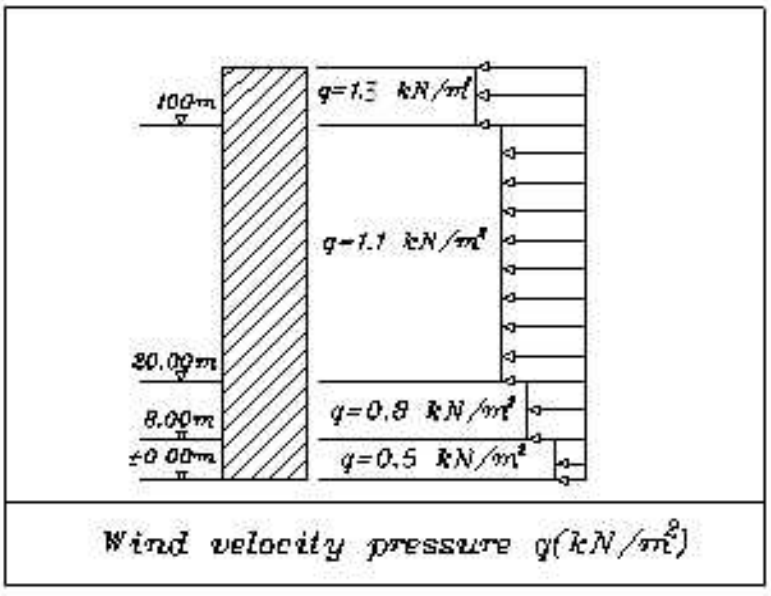
Height above the surface (m)	0 - 8	>8 – 20	>20 – 100	>100

Wind speed (m/s) (v)	28.3	35.8	42	45.6
Wind velocity pressure{q} (KN/m^2)	0.50	0.80	1.1	1.30

$$q = \frac{v^2}{1600}$$

q : الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الارض المحيطة و الوحدة (KN/m^2) .

v : السرعة التصميمية للرياح (m/s).



<u>Wind Resultant:</u>

$$W = C_P * q \qquad (kN/m^2)$$

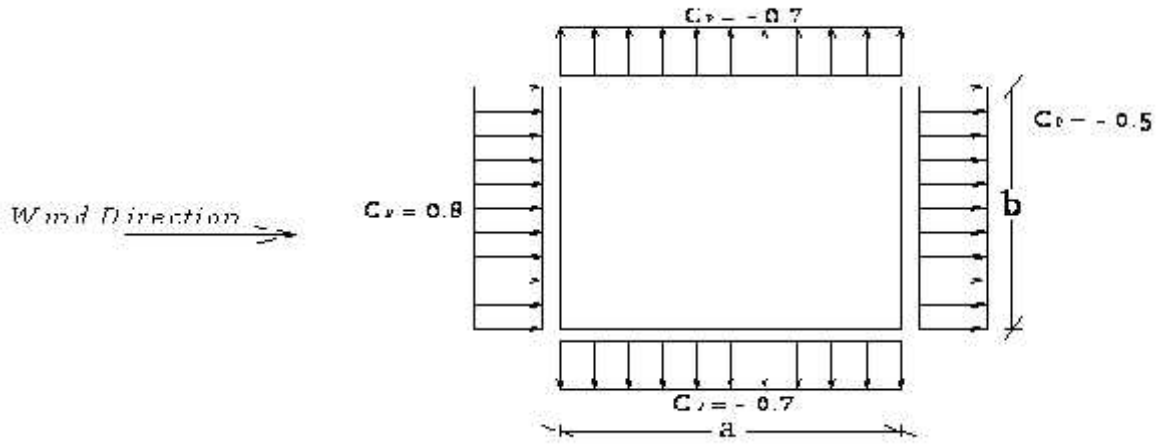
$$W R = C_P * q * A \qquad (kN)$$

W: Wind load .

C_P : External pressure coefficient.

A: External area .

CP : External pressure coefficient.



C_P = **+ 0.8 (** pressure, wind ward**)**

C_P = **- 0.5 (** pressure, lee ward**)**

C_P = **- 0.7 (** suction , side walls**)** , for h/a>0.5

C_P = **- 0.5 (** suction , side walls**)** , for h/a<0.5

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

- **ارتفاع المنشأ عن سطح البحر .**
- ميلان السطح المعرض لتساقط **الثلوج**.

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

علو المنشأ عن سطح الأرض (H) (بالمتر)	**أحمال الثلوج (KN /M²)**
h < 250	0
500 > h > 250	(h-250) /1000
1500 > h > 500	(h-400) / 400
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250

الجدول*(3-3):* قيمة أحمال الثلوج حسب **الارتفاع عن سطح البحر اعتمادا على الكود الاردني**

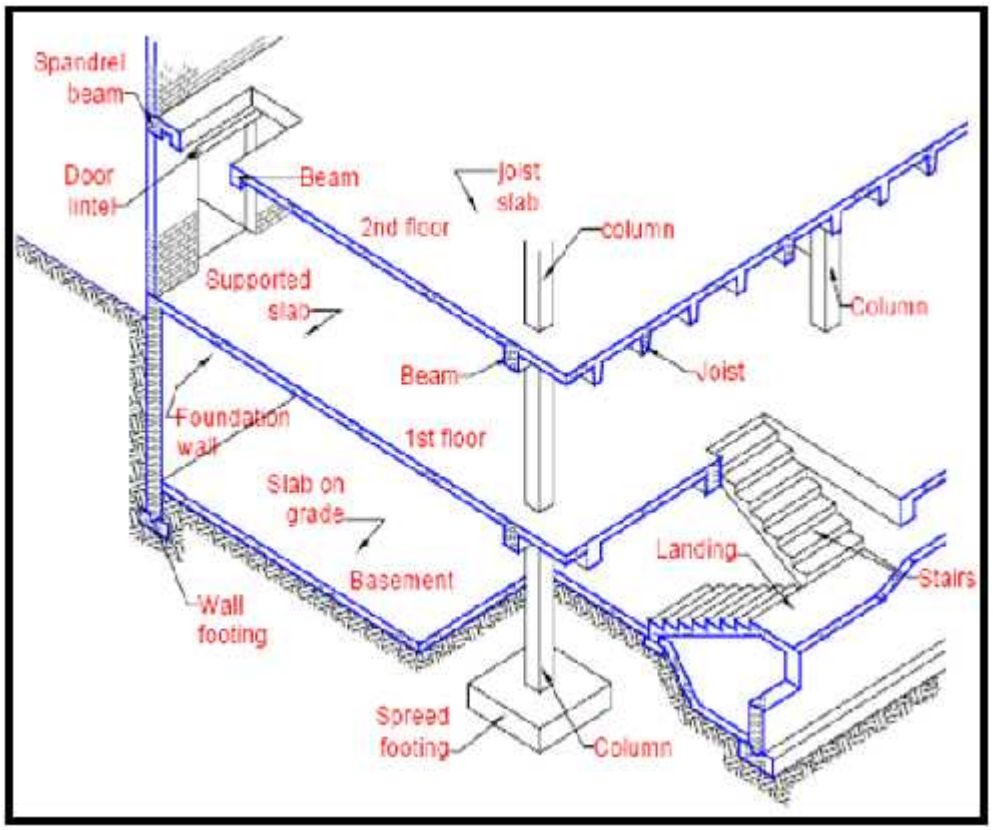
الزلازل:

وهي عبارة عن أحمال أفقية وعمودية (دينامكية) **تؤثر على المنشأ**،بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض الصخرية، ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار في منطقة فلسطين وذلك لان هذه المنطقة تصنف على أنها نشطة زلزالياً حيث تم تصنيفها الى "**Zone 3** " **حسب** :

Uniform Building Code (U.B.C)

4-3 العناصر الإنشائية:

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



الشكل رقم(3-1): بعض العناصر الإنشائية المكونة للمباني.

3-4-1 العقدات:

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة، دون تعرضها إلى تشوهات. ولاختلاف المناسيب في قطعة الأرض المقام عليها المشروع، الذي اقتضى إلى التنوع المعماري في تصميم المجمع والى إحداث مناسيب إنشائية في التصميم.

توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من البلاطات الخرسانية المسلحة ، منها ما يلي :-

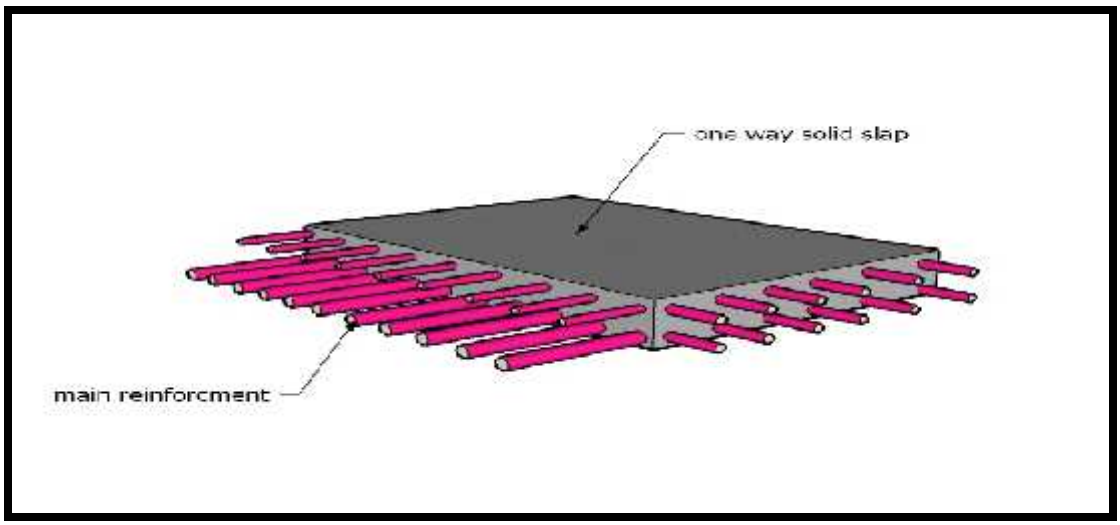
١. البلاطات المصمتة (Solid Slabs).
٢. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs).

ونظرا لوجود العديد من الفعاليات في هذا المشروع ،وتنوع المتطلبات المعمارية تم اختيار **أربعة أنواع من العقدات** كل حسب ما هو ملائم لطبيعة الاستخدام ،والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصول اللاحقة، وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :

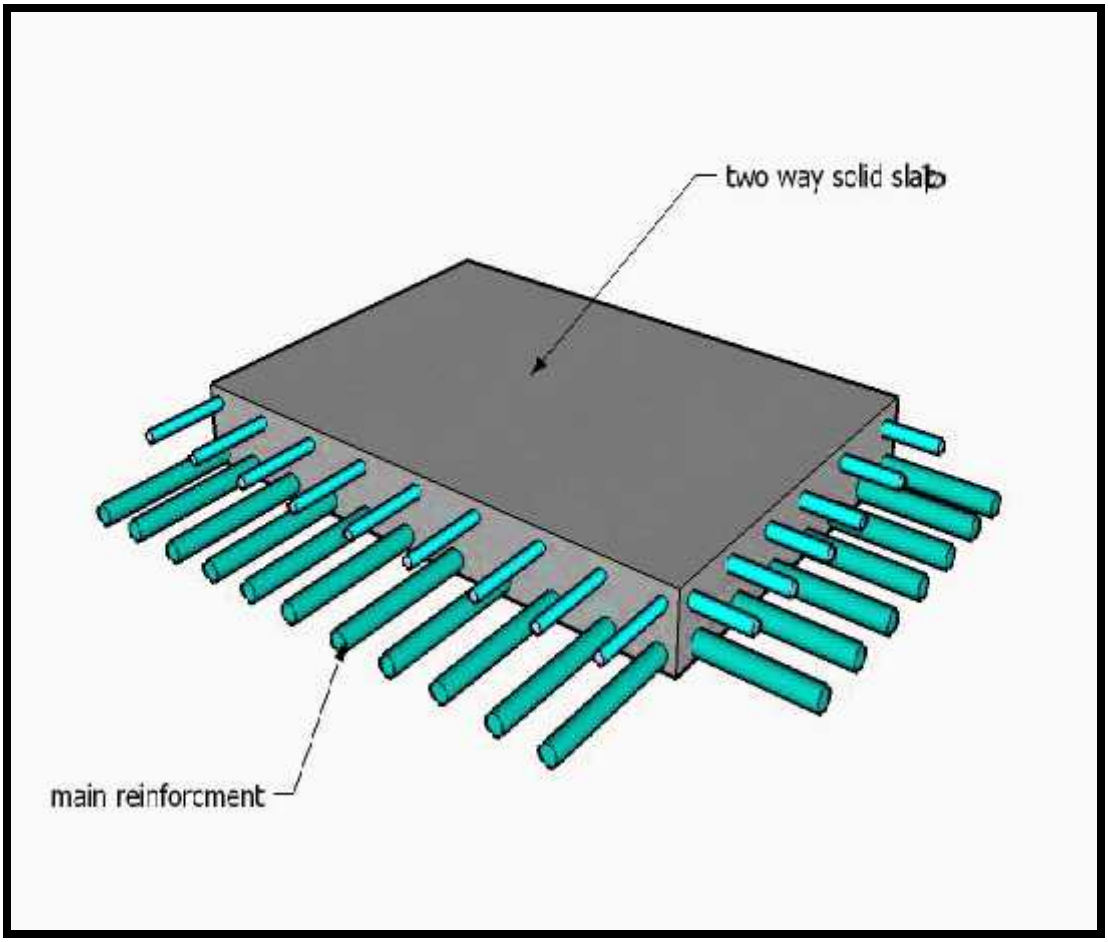
١) **العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد** (one way Solid Slabs).
٢) **العقدات المصمتة** ذات الاتجاهين (two way Solid Slabs).
٣) **عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد** (One way ribbed slab) .
٤) عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

1-1-4-3 العقدات المصمتة (Solid Slabs) :

وينقسم هذا النوع من البلاطات إلى قسمين وهما: بلاطات مصمتة ذات اتجاه واحد، وبلاطات مصمتة ذات اتجاهين **وقد تم استخدام** النوعين من العقدات في المشروع .



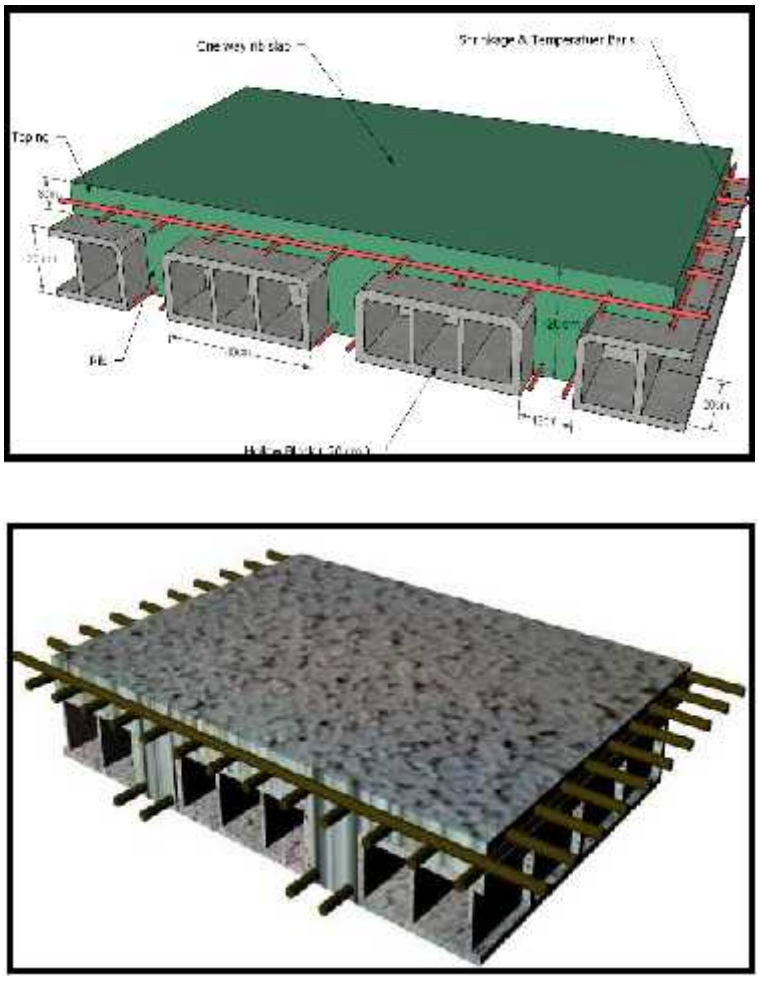
شكل (3-2) يبين شكل عقدة مصمتة باتجاه واحد.



شكل (3-3) يبين شكل عقدة مصمتة باتجاهين.

2-1-4-3 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):

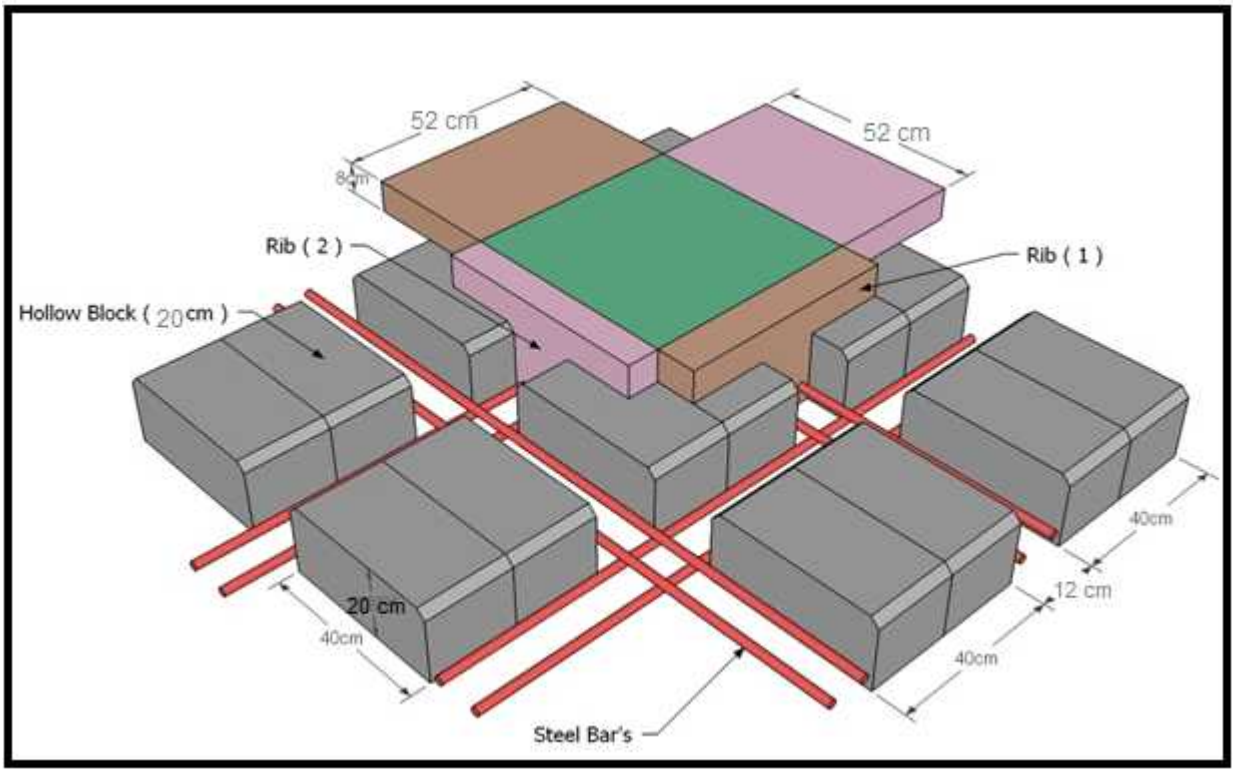
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحة بدون جسور ساقطة ،ويستخدم لبحور بين الأعمدة حتى 7 م وقد تم استخدام هذه البلاطات في جميع طوابق هذا المشروع فيما عدا ما ذكر سابقاً لخفة وزنها و فعاليتها.



الشكل رقم(4-3): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

3-1-4-3 عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab):

والتي تم استخدامها لبعض أجزاء المبنى وخاصة للأجزاء ذات البحور الكبيرة نسبياً.



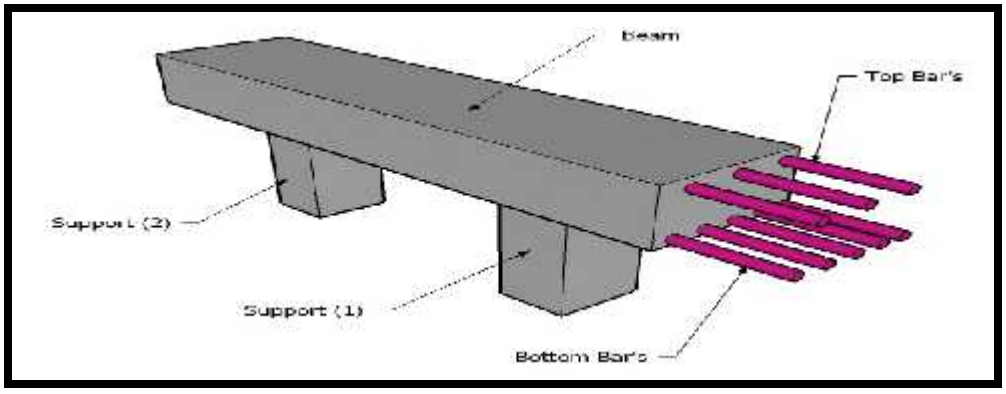
الشكل رقم(5-3): عقدات العصب ذات الاتجاهين.

3-4-2 الجسور:

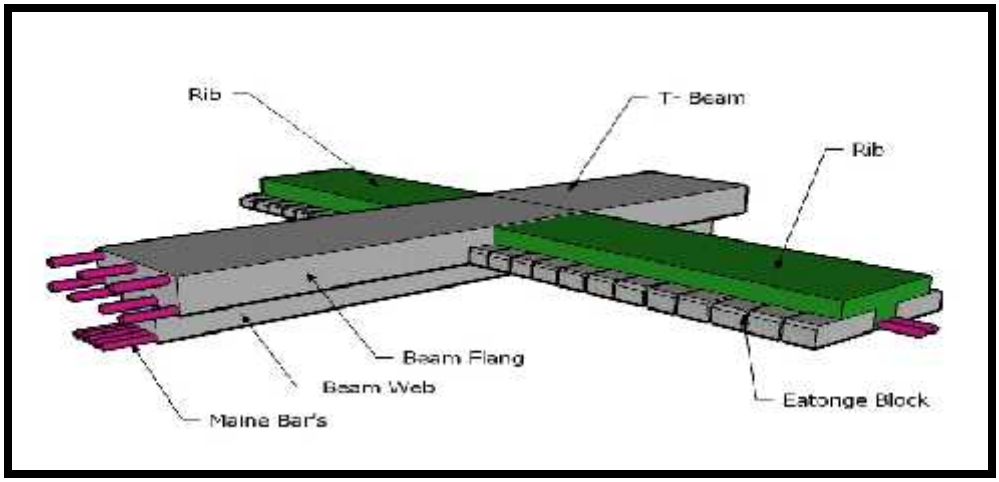
وهي عناصر إنشائية أساسية في تنقل الأحمال من البلاطات إلى الأعمدة ، وهي نوعين : جسور مسحورة – أي مخفية داخل العقدات – والجسور الساقطة "Dropped beam " وهي التي تبرز من العقدة إلى الأسفل .يتضمن هذا المشروع أنواع مختلفة من الجسور:

١) الجسور المسحورة.

٢) الجسور المدلاة.



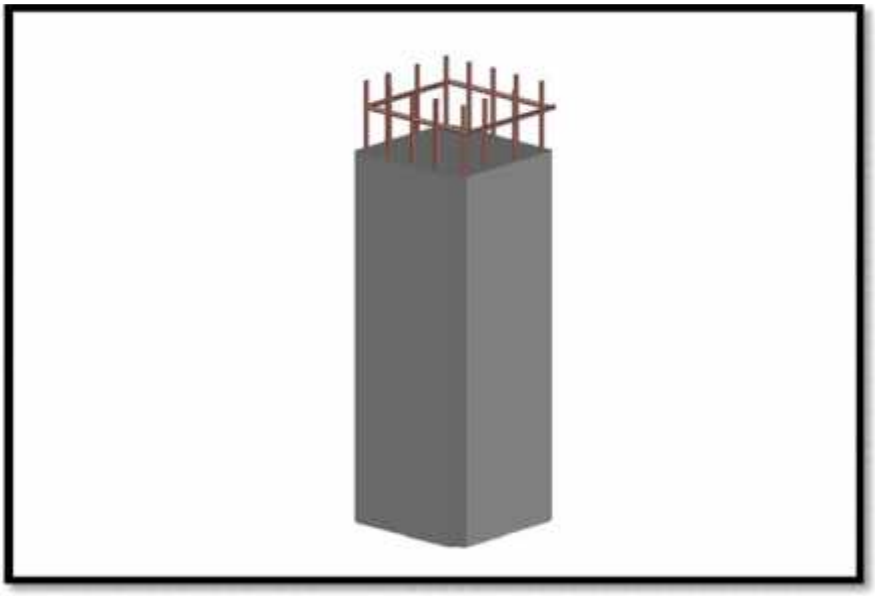
شكل رقم(3-6) يبين شكل الجسر الخرساني المدلاة.



شكل رقم(3-7) يبين شكل الجسر الخرساني لمسحورة.

3-4-3 الأعمدة:

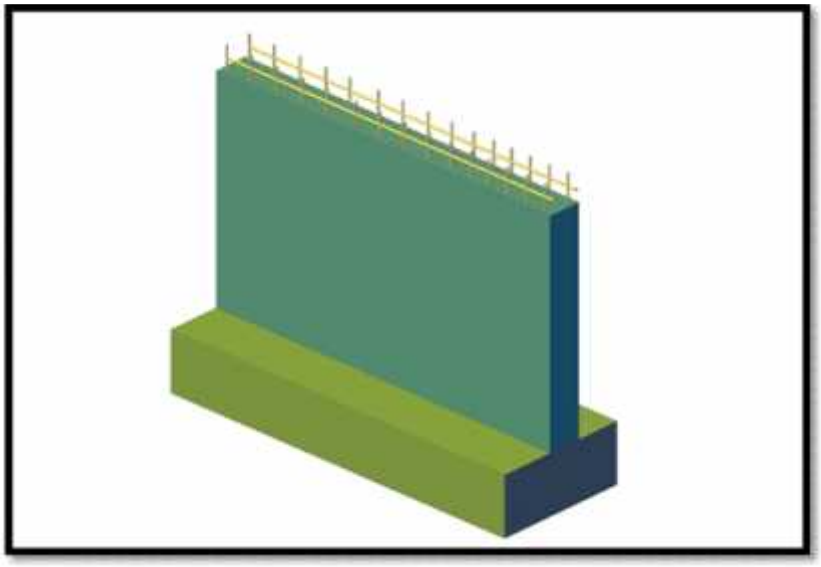
تعتبر الأعمدة العضر الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ، وأما بالنسبة إلى الأعمدة المستخدمة في هذا المنشأ فهي متنوعة من حيث الشكل فمنها ما هو دائري وأخرى مستطيلة للشكل، ويبين الشكل (3-6) مقطع الأعمدة.



الشكل رقم(3-8): احد أشكال الأعمدة.

3-4-4 الجدران الحاملة (جدران القص):

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية الواقعة عليها وتستخدم ايضا لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (Shear Wall) . وتتمثل الجدران الحاملة في المبنى بجدران المصاعد، وجدران بيت الدرج، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها. يحتوي المبنى على عدد من جدران القص المستمرة من الأساس، ويمتد في كلتا الحالتين إلى الطوابق العلوية وتتمثل هذه الجدران في بيت الدرج والمصاعد.



الشكل رقم(9-3): جدار قص

3-4-5 فواصل التمدد:

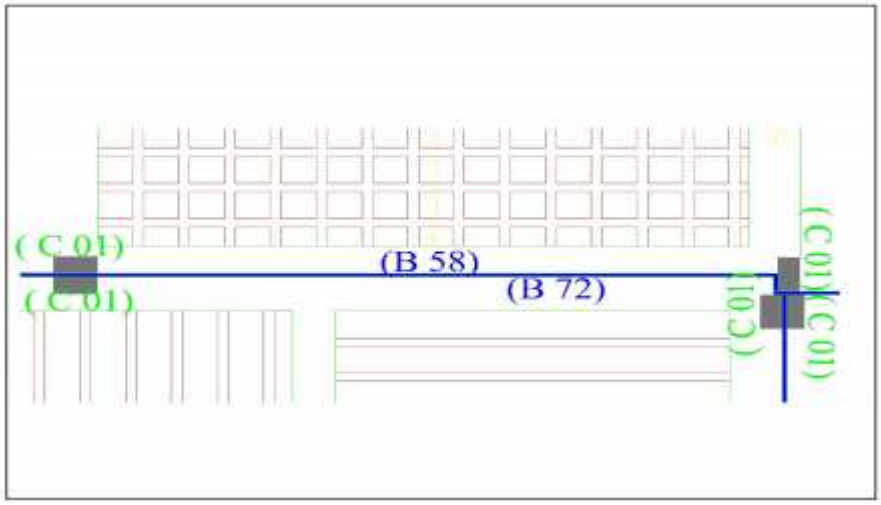
تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط. وقد تكون الفواصل للغرضين معاً. وعند تحليل المنشآت لدراستها كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية. ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها وفقاً لما يلي:

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).

وفي نطاق هذا المشروع تم استخدام هذه الفواصل كما هو موضح في الصورة التالية.

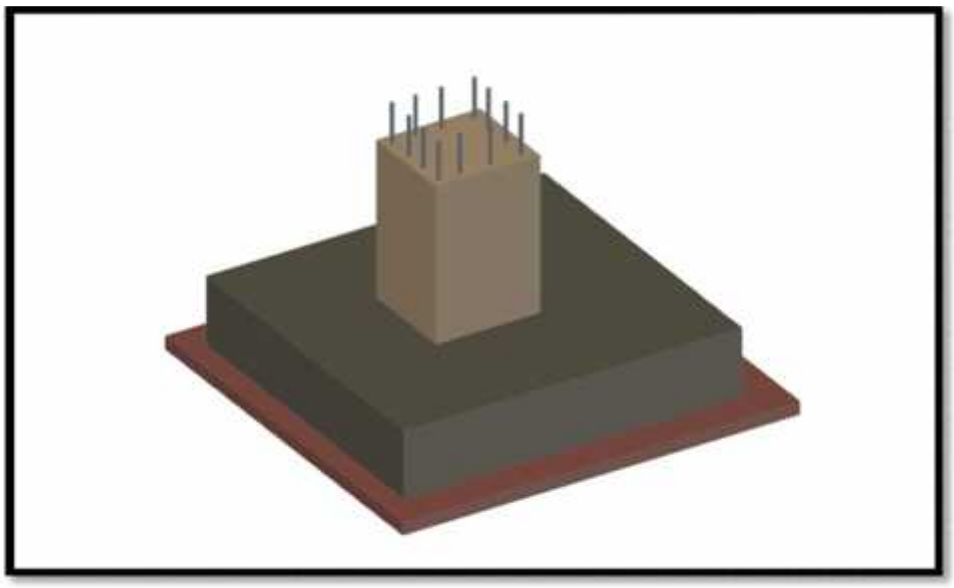


الشكل *(3-10)* الفواصل الانشائية

6-4-3 الأساسات:

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

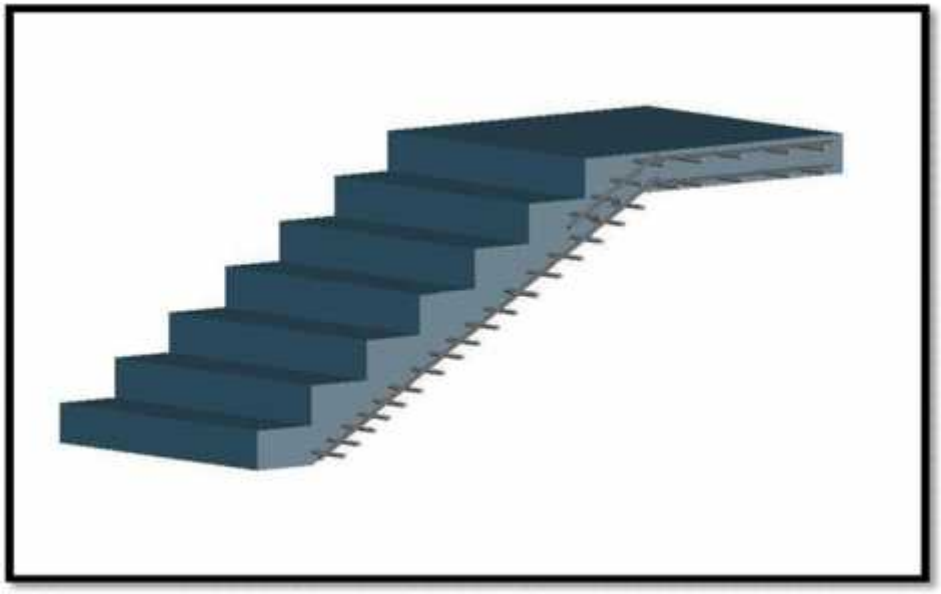
ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها ، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات ، وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس و نظرا لما يتخذه هيكل هذا المنشأ من شكل متدرج ليتلاءم وطبوغرافية الأرض.



للشكل رقم(3-11):شكل أحد الأسلست.

3-4-7 الأدراج:

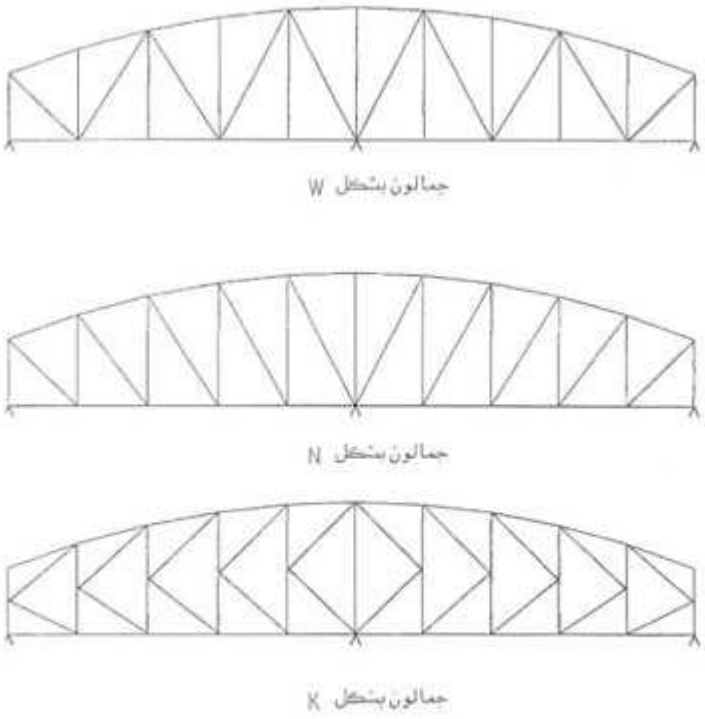
عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسيب.
وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع.



لشكل رقم(3-12): سليح الأدراج.

8-4-3 المنشأ المعدني (الجمالونات):

تعتبر الجمالونات نظام مثالى لتغطية البحور الواسعة. المبدأ الأساسى الانشائي للجمالونات هو احتوائها فقط على نوع واحد من العناصر الانشائية التي تتاثر فقط بقوى محورية.



الشكل رقم(3-13): أشكال مختلفة للجمالونات

5-3 برامج الحاسوب التي سيتم استخدامها:

هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدامها في المشروع وهي :

١- AUTOCAD (2007).

٢- STAADPRO : وذلك لإجراء التحليل الإنشائي لبعض العناصر الإنشائية.

٣- ATIR : لتصميم والتحليل الإنشائي لبعض العناصر الإنشائية.

٤- (Office2007): تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة والتنسيق وإخراج المشروع.

.

Chapter Four

4

Structural Analysis and Design

4 – 1 Introduction.

4 – 2 Factored Loads.

4 – 3 Determination of thickness.

4 – 4 Load Calculation.

4 – 5 Design of Topping.

4 – 6 Design of rib (Rib 14) in the ground floor slab.

4 – 7 Design of Two Way Rib Slab.

4 – 8 Design of Beam (B02) in the basement floor slab.

4 – 9 Design of Beam loaded by Two Way rib.

4 – 10 Design of long Column.

4 – 11 Design of Isolated Footing.

4 – 12 Design of Combined Footing.

4 – 13 Design of Strip Footing.

4 – 14 Design of Mate Footing.

4 – 15 Design of Stairs.

4 – 16 Design of One Way Solid slab.

4 – 17 Design of Shear Wall.

4 – 18 Design of Steel.

Structural Analysis And Design

4.1 Introduction

In This Project, there are three types of slabs: solid slabs, one-way ribbed and two-way ribbed slabs. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer Program called " ATIR- Software" to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs, and then hand calculation would be made to find the required steel for some members.

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

4.2 Factored Loads:

The factored loads on which the structural analysis and design is based for our project members, is determined as follows:

$$q_u = 1.2DL + 1.6L \qquad ACI - 318 - 02\ (9.2.1)$$

4.3 Determination of Thickness:

4.3.1 Determination of Thickness for One Way Rib Slab:-

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

The overall depth must satisfy ACI Table (9.5.a):

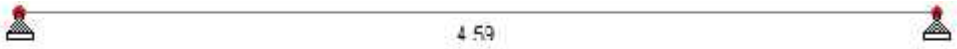
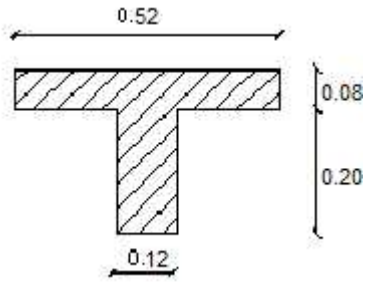


Fig. (4-1) Rib (15)

$$h_{min} = \frac{ln}{16} = \frac{4.59}{16} = 0.28m$$

Take the thickness of slab=28 cm

4.3.2 Determination of Thickness for Two Way Rib Slab:-



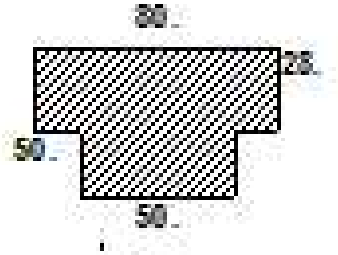
$$\bar{Y} = \frac{\sum AY}{\sum A}$$

$$\bar{Y} = \frac{30*28*14 + 50*50*25}{30*28 + 50*50} = 22.23cm$$

$$I_{beam} = \frac{0.8\times(0.28)^3}{3} + \frac{0.5\times(0.2223)^3}{3} - \frac{0.3\times(0.0577)^3}{3}$$

$$I_{beam} = 7.6\times10^{-3} m^4/b$$

$$\bar{Y} = \frac{0.12*0.28*0.14 + 0.4*0.08*0.84}{0.12*0.28 + 0.4*0.08} = 0.0912\,cm$$



$$I_{\text{rib}} = \frac{0.52 \times (0.0.912)^3}{3} - \frac{0.4 \times (0.0112)^3}{3} + \frac{0.12 \times (0.1888)^3}{3}$$

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

$$I_{slab} = \frac{4 \times 10^{-4}}{0.52} \times 8.1 = 6.238 \times 10^{-3} m^4$$

$$\sim_1 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{7.6 \times 10^{-3}}{6.238 \times 10^{-3}} = 1.22$$

$$\sim < 0.2$$

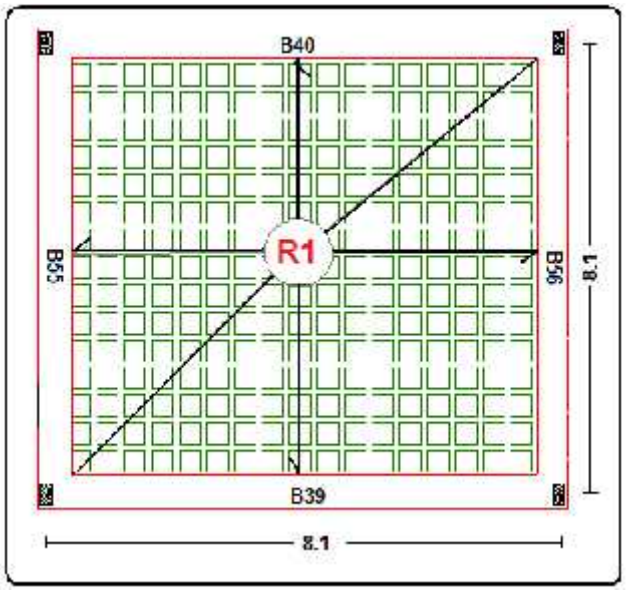


Fig. (4-2) Two Way rib slab

According to ACI-code**:**

$$h_{\min} = \frac{\ln(0.8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 5 \quad (\sim_{fm} - 0.2)}$$

$$h_{\min} = \frac{8.1(0.8 + \frac{400}{1400})}{36 + 5 * 1(0.18145 - 0.2)} = 0.0245m$$

$$= 25cm$$

$$= \frac{L_a}{L_b} = \frac{8.1}{8.1} = 1.$$

We select from one & two way rib slab, The Thickness Rib Slab = 28 cm

4.4 Load Calculation:

First: One - way ribbed slab.

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

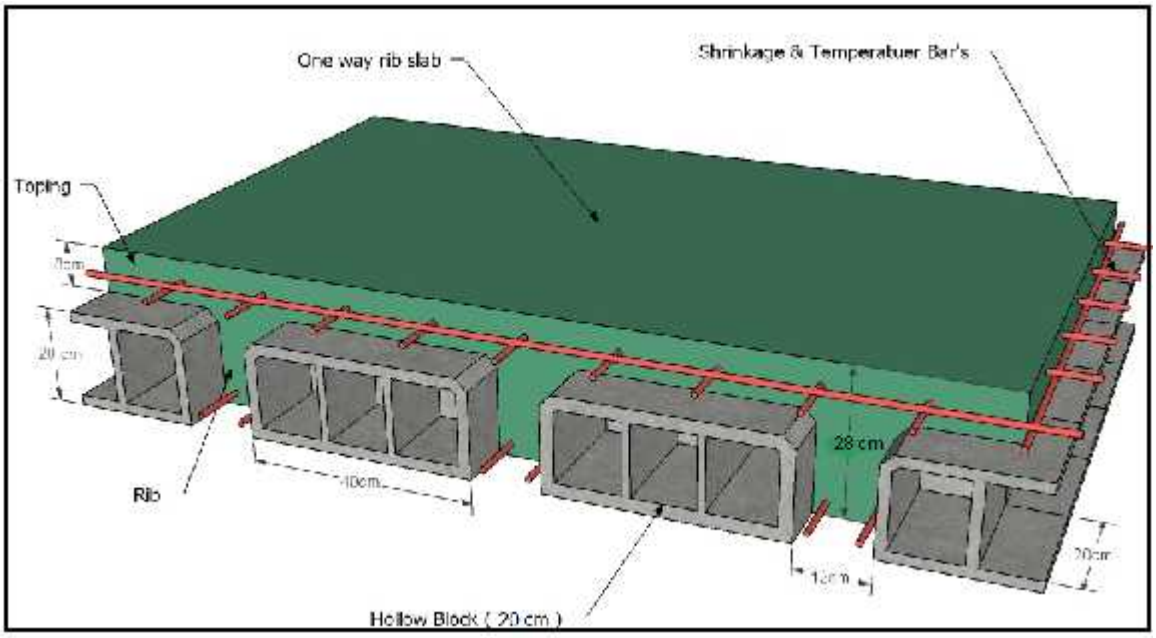


Fig. (4-3) *One way rib slab*

Calculation of the total dead load for one way rib slab is shown in the following table:

Table (4 – 1) Calculation of the total dead load for one way rib slab.

No.	Parts of Rib	Calculation		
1	Rib	0.12*0.2*24.5 = 0.9408 KN/m		
2	Top Slab	0.08*0.52*24.5 = 1.0192 KN/m		
3	Plaster	0.03*0.52*22 = 0.3432 KN/m		
4	Block	0.2*0.4*10 = 1.28 KN/m		
5	Sand Fill	0.12*0. 52*16.4 = 1.023 KN/m		
6	Tile & Mortar	0.05*0. 52*24 = 0. 624 KN/m		
			4.207	KN/m

Nominal Total Dead Load:

D.L. $_{total}$ = 0.9408 + 1.019 + 0.3432 + 1.28 + 0.624 = 4.207KN/m of rib

Total dead load = 4.207/ 0.52 = 8.1 KN/m^2

Live load = 5 * 0.52 = 2.6 KN/m of rib

Factored dead Load = 1.2* 4.207= 5.05KN/m

Factored live Load = 1.6 * 2.6 = 4.16 KN/m

4.5 Design of Topping:

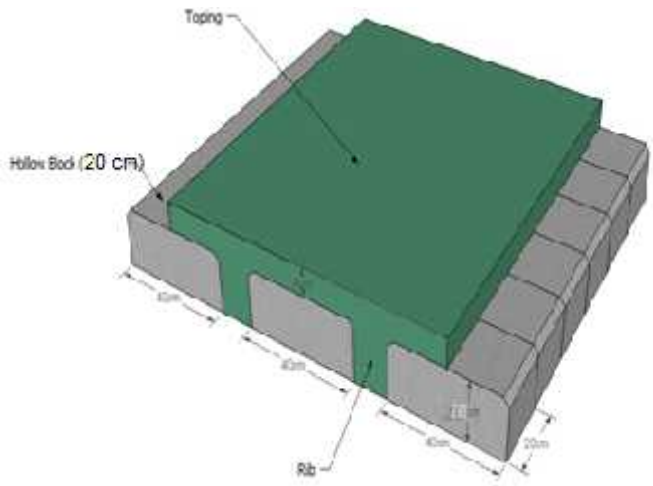


Fig. (4-4) *Toping of slab*

4.5.1 Design of Topping for One-Way Ribbed Slab:

Dead load = total dead load – dead load of one rib

$$DL = \left[\frac{4.207}{0.52}\right] - \left[\frac{0.9408}{0.52}\right] = 6.28 KN/m^2$$

Wu = (1.2 * 6.28) + (1.6 * 5)
= 15.536 KN/m^2

→ For a one meter strip Wu = 15.536 KN/m

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$Mu = \frac{Wu * l^2}{12}$$

$$Mu = \frac{15.536 * 0.4^2}{12} = 0..207 \text{ KN.m}$$

f_c'= 0.8 * 30 = 24

$fr = 0.42 \times \sqrt{fc'}(MPa)$ *ACI-318-02 (22-5.1)*

$fr = 0.42 \times \sqrt{24}(MPa) = 2.06 MPa$

$= 2.06 \times 10^{-3} \times 10^{6} = 2060 KN/m^2$

Mn = fr * s

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{1.00 \times (0.08^2)}{6} = 1.06 \times 10^{-3} m^3$$

Mn = 2060* 1.06×10^{-3} = 2.184 KN.m

Φ Mn = 0.55 * 2.184= 1.201 KN.m

Φ Mn = 1.201 KN.m > Mu = 0.207 KN.m

No structural reinforcement is needed. Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement:

$\rho = 0.0018$ *ACI-318-02 (7.12.2)*

$As = \rho * b * h = 0.0018 * 100 * 8 = 1.44\ cm^2/1m$

Use 1Φ 8 / 25 cm (3Φ8 / 1m), with $As_{provided} = 1.5\ cm^2/1m$ both directions.

4.5.2 Design of Topping for Two-Way Ribbed Slab:

It is apparent that the topping slab in two-way action is even stronger than that for one-way ribbed slabs. Therefore, only shrinkage and temperature reinforcement needs to be provided, with the same design as before.

Use 1Φ 8 / 25 cm (3Φ8 / 1m), with $As_{provided} = 1.5\ m^2/1m$ both directions.

4.6 Design of Rib (14):

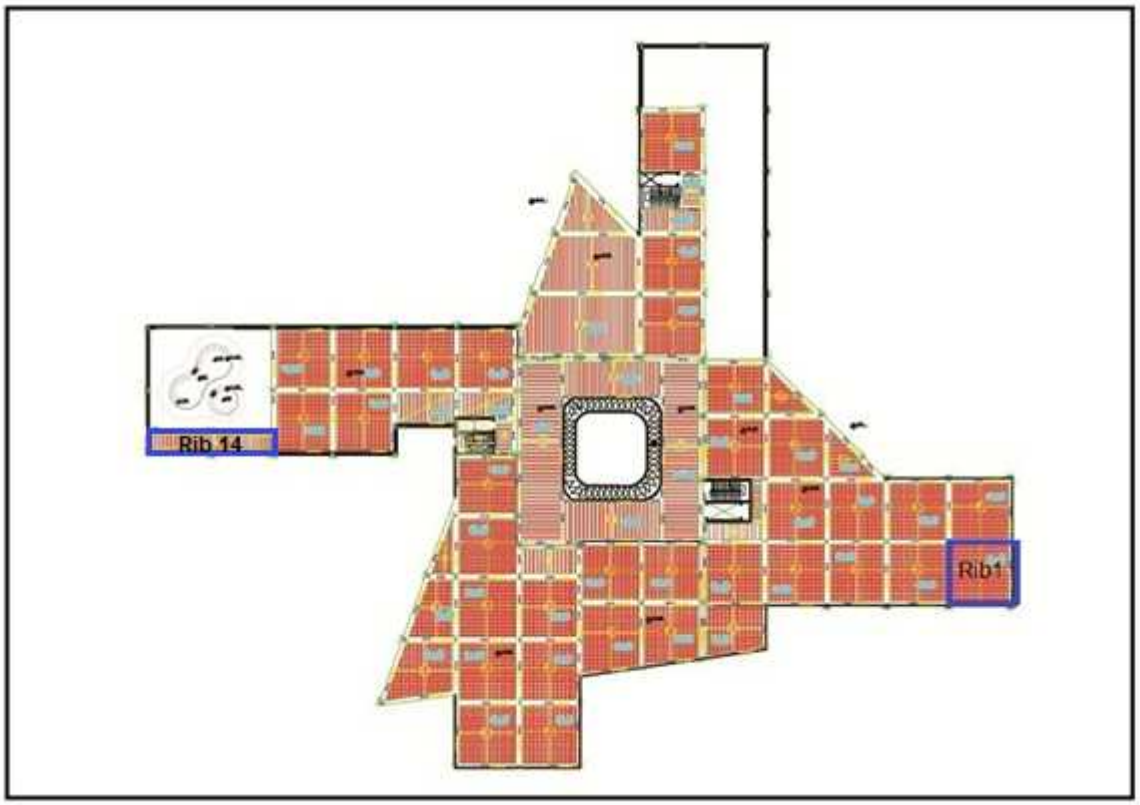


Fig.(4-5) Rib location

By using **ATIR** program we get the envelope moment and shear diagram as the follows:-

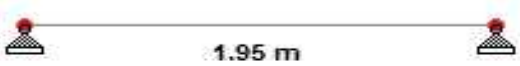


Fig. (4 - 6) *Spans length of rib (14).*

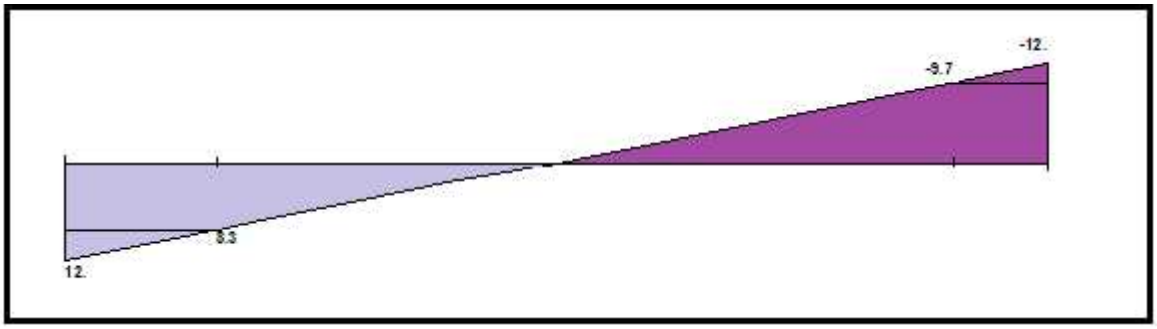


Fig. (4 - 7) *shear diagram for rib (14)-(KN).*

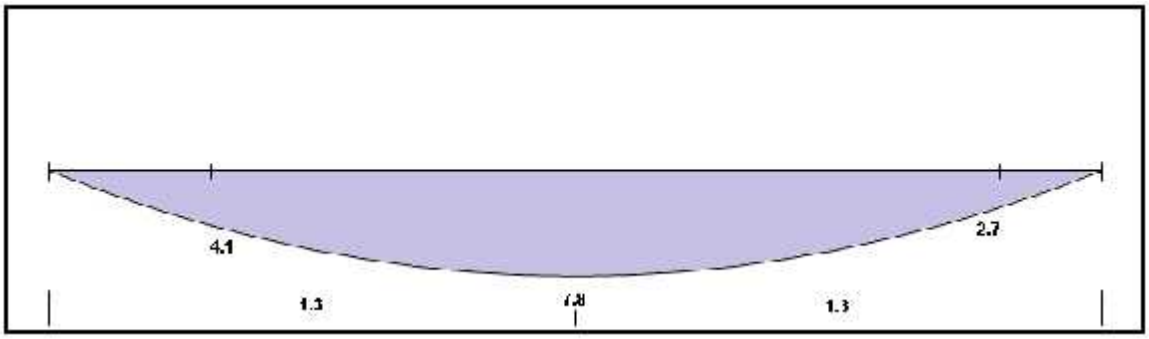


Fig. (4 - 8) *moment diagram for rib (14)-(KN).*

4.6.1 Design of Positive Moment for (Rib 14):

This design for 3. 7 m span ,

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

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

b_E = L / 4 = 3/ 4 =0.75m = 75 cm

b_E = 12 + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 cm

b_E = bw+Lc/2 = 12+200/2 = 1cm

Control ……. 52cm

» Use M_u max positive for span = 7.8 kN.m

$M_{n\ required}$ = 7.8/0.9 = 8.67 kN.m

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

For a = t = 8 cm

C = 0.85 fc t b_E = 0.85 (24) (80) (520)/1000 =848.6 KN

d = h – cover - d/2 = 28 – 2 – 1.2/2 = 25.4 cm

M_n = T or C (d – 0.5 a) = 848.6 (254 – 0.5 (80))/1000 = 181.6 KN.m

$M_{n\ available}$ = 181.6 KN.m > $M_{n\ required}$ = 8.67 KN.m

Design as a rectangular with b_E = 52 cm

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ *ACI-318 (10.5.1)*

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(120)(254) = 0.94 cm^2$$

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{400}(120)(254) = 1.07 cm^2$$

$A_s\ \min = 1.07\ cm^2 \geq 0.94\ cm^2$

$A_s\ \min = 1.07\ cm^2$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{400}{0.85(24)} = 19.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{7.11 * (10)^6}{(520)(254)^2} = 0.212$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.212}{400}}\right) = 0.000533$$

$A_s = 0.000533(52)\ (25.4) = 0.7\ cm^2 < A_s\ \min = 1.07 cm^2$

$A_{s\ req}$= 1.07 cm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 1.07/0.79 = 1.4 * Note $A_{\Phi 10}$ = 0.79 cm^2

Select bottom bars 2Φ10

Total As $_{(provide)}$ =1.58**cm^2**

*** Check Strain:**

Tension = Compression

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

$1.13 \times 100 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$

$a = 4.26mm$

$X = \frac{a}{0.85} = \frac{4.26}{0.85} = 5mm$

$£_s = \frac{254-5}{5} \times 0.003 = 0.15$

$£_s = 0.15 > 0.005$

Ok…….

4.6.2Design of Shear for (Rib 14):-

$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6}$ bw * d

$= (0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6}$ 120* 254) = ١٨.٦٧ KN

Vu = 8.3 KN < Φ Vc (From Shear Envelop)

No shear required	Select Φ 8 @ 15cm

Second: Two-way ribbed slab.

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

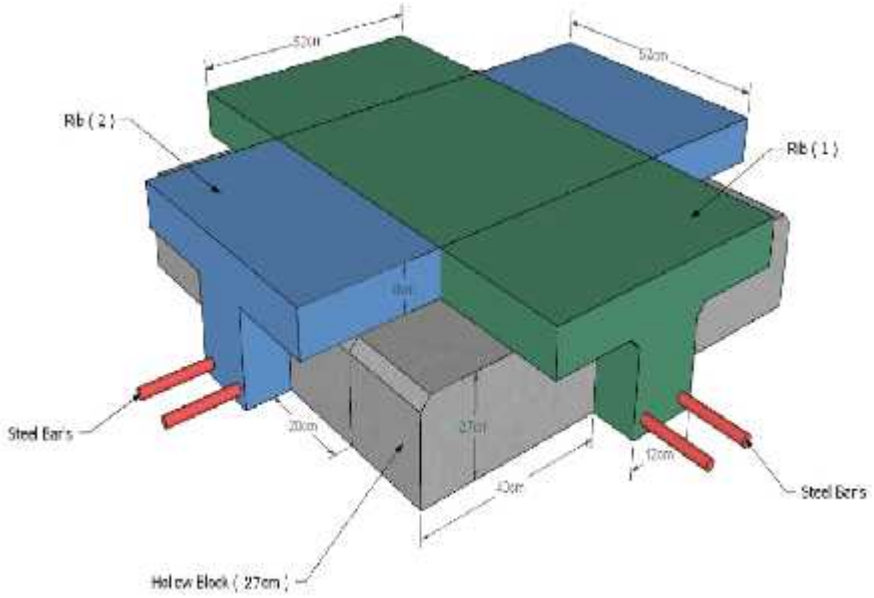


Fig. (4-9) *Two way rib slab*

Calculation of the total dead load for two way rib slab is shown in the following table:

Table (4 – 2) Calculation of the total dead load for two way rib slab.

No.	Parts of Rib	Calculation		
1	Rib	0.12*0.2 *(0.52+0.4)*24. 5 = 0.55 KN/unit		
2	Top Slab	0.08*0.52*0.52*24. 5 = 0.53 KN/unit		
3	Plaster	0.03*0.52*0.52*22 = 0.18 KN/unit		
4	Block	0.2*0.4*0.4*10 = 0.32 KN/unit		
5	Sand Fill	0.15*0. 52*0.52*16.4 = 0.67 KN/unit		
6	Tile & Mortar	0.05*0. 52*0.52*24 = 0.33 KN/unit		
			2.58	KN/unit

(0.52*0.52) units

Nominal Total Dead Load:

D.L. $_{total}$ = 0.55 + 0.53 + 0.18 + 0.32 + 0.67 + 0.33 = 2.58 KN/unit

Dead load $_{total}$ = 2.58/(0.52*0.52) = 9.55 KN/ m^2.

Live load = 5 KN/m^2.

Factored dead Load = 1.2* 9.55 = 11.46 KN/m^2.

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

Wu = 11.46 + 8

= 19.46 KN/m^2

4.7 Design of Two Way Ribbed Slab:

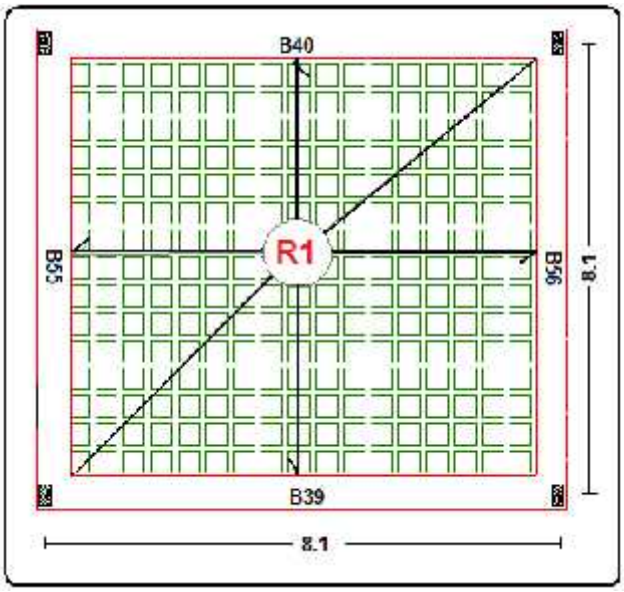


Fig. (4-10) *Two Way Ribbed Slab with 28cm Thickness (KN.m).*

4.7.1 Determination of coefficients:

La = 8.1 m

Lb = 8.1 m

$$\frac{L_a}{L_b} = \frac{8.1}{8.1} = 1$$

4.7.2 Internal forces and moments:

q_u = 1.2 x D + 1.6 x L

q_u = 1.2 x 9.55 + 1.6 x 5 = 19.46 KN/m^2

4.7.3 Determination of b_E in X-direction

b_E = L / 4 = 8.1 / 4 =2.025 m = 202cm

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

b_E = 52 cm

Control ……. 52cm

4.7.4 Determination of b_E in Y-direction

b_E = L / 4 = 8.1 / 4 =2.025 m = 202 cm

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

b_E = 52 cm

Control ……. 52cm

4.7.5 Design of Positive Reinforcement

Ca DL=0.027

Cb DL=0.027

Ca LL=0.032

Cb LL=0.032

Ma positive=((0.027)(11.46)$(8.1)^2$+(.032)(8)$(8.1)^2$)*0.52=19.29 KN.m

Mb positive=((0.027)(11.46)$(8.1)^2$+(.032)(8)$(8.1)^2$)*0.52=19.29 KN.m

d = h – c – Φ/2

= 28– 2 - 2/2

= 25 cm

Check if a ≤ t

Assum a = t = 8 cm

C = 0.85* fc' *bE*t

C = 0.85*24*80*520 =848.6

M_n = C or T (d-a/2)

M_n = 848.6 * (0.25 – 0.08/2) = 178.2

Φ * M_n = 0.9 * 178.2 = 160.3 > 25

⇨ a < t

⇨ Design as rectangular section with b = bE = 52 cm

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$k_n = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{19.29 \setminus 0.9 \times 10^{-3}}{0.52 \times (0.250)^2} = 0.66$$

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

$$\circ = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(0.66)}{400}}\right) = 0.0016$$

As = 0.0016 (52) (25) =2.08cm^2

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

$$As_{\min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{(400)}(12)(25) \geq \frac{1.4}{400}(12)(25)$$

$As_{\min} = 0.91 < 1.05$……..the larger control

$As_{\min} = 1.05 cm^2$

As = 2.08 cm^2 …….controls

Select 2Φ12 with As = 2.26 cm² > As req = 2.08 cm²

Check strain :

Tension = Compression

$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times bE \times a$

$226 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$

$a = 8.52mm$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{8.52}{0.85} = 10mm$$

$$£_s = \frac{250-10}{10} \times 0.003 = 0.072$$

$£_s = 0.072 > 0.005$

Ok…….

4.7.6 Design of Negative Reinforcement

Ca,neg = 0.05

Cb,neg = 0.05

Ma= Ca,neg.Wu.L^2x=(0.05)(19.46)$(8.1)^2$(.52)= 33.19 KN.m

Mb= Cb,neg.Wu.L^2y=(0.05)(19.46)$(8.1)^2$(.52)= 33.19 KN.m

d = h – c – Φ/2

= 28– 2 - 2/2

= 25 cm

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$K_n = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{33.19 \setminus 0.9 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.250)^2} = 4.9$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(4.9)}{400}}\right) = 0.0142$$

As = 0.0142 (12) (25) =4.26cm^2

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

$$As_{\min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{(400)}(12)(25) \geq \frac{1.4}{400}(12)(25)$$

$$As_{\min} = 0.91 < 1.05 \ldots\ldots\ldots\ldots \text{the larger control}$$

$$As_{\min} = 1.05 cm^2$$

As = 4.26cm^2…….controls

Select 3Φ14 with As = 4.61cm² > As req = 4.26 cm²

Check strain :

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times bE \times a$$

$$461 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 75.3mm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{75.3}{0.85} = 88.58mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{250 - 88.58}{88.58} \times 0.003 = 0.0054$$ Ok…….

$$\varepsilon_s = 0.0054 > 0.005$$

4.7.7Design of Shear :

4.7.7.1Design of Shear Reinforcement in x- y direction

Wa=0.5 , Wb=0.

$$Vua = Vub = \frac{(11.46+8)*8.1*8.1*0.5*0.52}{2*8.1} = 20.49KN$$

$$\Phi\ \mathrm{Vc} = \Phi \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times \mathrm{b_w} \times \mathrm{d} = 0.75 \frac{\sqrt{24'}}{6} \times 0.12 \times 0.25 = \mathbf{18.37\ KN}$$

$1.1*\Phi\ \mathrm{Vc} = 1.1*18.37 = 20.21KN$ ➔ $\Phi\ \mathrm{Vc} < Vu$

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

$$\frac{1}{2}\Phi\ \mathrm{Vc} = \frac{1}{2} \times 0.75 \times \frac{\sqrt{24'}}{6} \times 120 \times 250$$

$$\frac{1}{2}\Phi\ \mathrm{Vc} = 9.185KN$$

$$\frac{1}{2}\Phi\ \mathrm{Vc} = 9..185KN < \mathrm{Vu} = 20.49$$

⇨ shear reinforcement is required

$\Phi\ \mathrm{Vc} = 18.37KN < 20.49$

$$\Phi Vs_{\min} = 0.75(\frac{1}{3}) \times \mathrm{bw} \times \mathrm{d} = 0.75(\frac{1}{3}) \times 120 \times 250 = 7.5KN$$

$$\Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 18.37 + 7.5 = 25.87KN$$

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

18.37≤ 20.49 ≤ 18.37+7.5=25.87

➔ category No.3 is satisfied

$$S \le \frac{d}{2} = \frac{25}{2} = 12.5cm.....controls.$$

$$S \le 60cm.....controls.$$

Select Φ10@ 12.5cm

4-8 Design of beam :

Material :-

Concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

Section:-

Bf =80 , h =50cm , Bw=50 , Tf=28

Figure (4-11): Spans Length of Beam (B02)

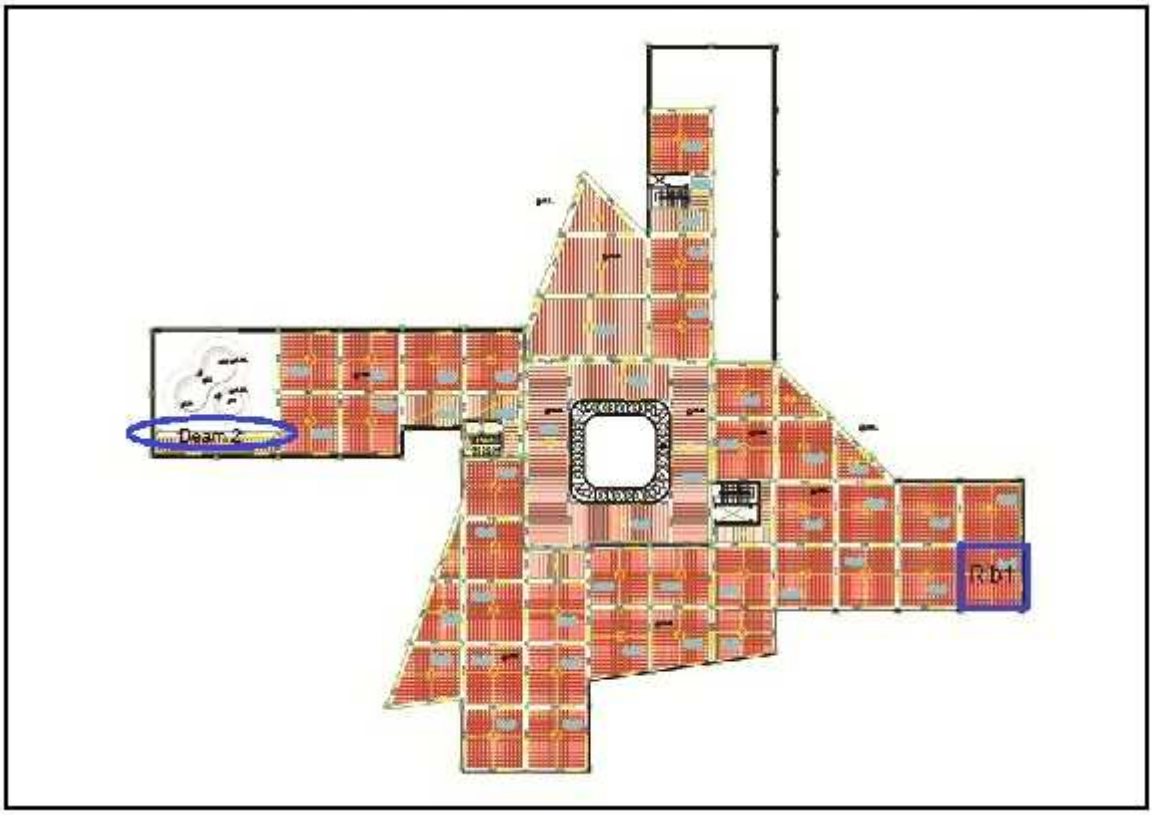


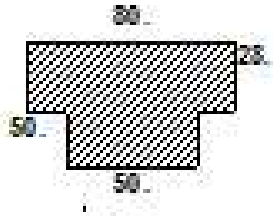
Fig.(4-12) beam location

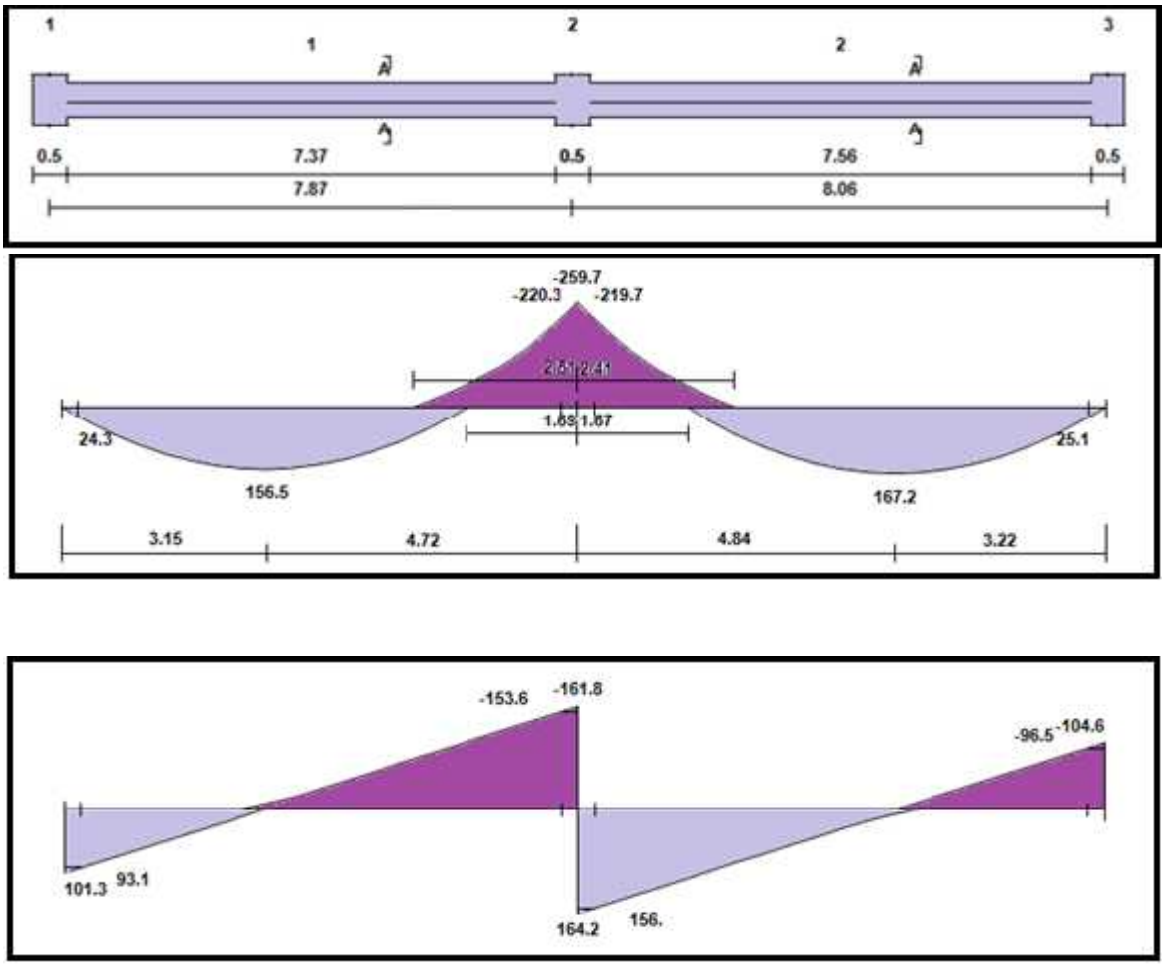
Loading:-

Reaction from rib(14) , D.L =5.47/0.52 =10.6KN/m

L.L =3.38/0.52 = 6.5 KN/m

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





Figure(4-13) : Envelope Moment and shear Diagram of Beam (B02)

$$bE \le \frac{Clear}{4} \le \frac{7570}{4} = 1892.5m.....ACI-(10.12.2)$$

$$\le 16*Tf + bw = 16*2800 + 5000 = 49800mm$$

$$\le centertocenter = 8100mm$$

$$bE = 1.8925m$$

$$Mnf = 0.85*fc*bE*(d - tf/2)$$

$$Mnf = 0.85*24*1.8925*(0.44 - 0.28/2) = 1158.2KN.m$$

$$Mu/\Phi = 167.2/0.9 = 185.8KN$$

$$Mu/\Phi < Mnf$$

Design as rectangular section

4.8.1 Design of positive moment for beam (B02):

Mu= 167.2 KN .m

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 20.5819.6$$

$$Kn = \frac{Mu / ¤}{bf * d^2}$$

$$Kn = \frac{167.2 * 10^{-3} / 0.9}{1.8925 * (0.44)^2} = 0.51 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(0.51)}{400}}\right) = 0.00129$$

As req = ρ * bf * d = 0.00129 * 1892.5 * 440 = 1074.2 mm²

# of bars = As/ As_{bar} = 1074.2/254 = 4.23

* Note $A_{\Phi 18}$ = 254 mm²

Select Top bars 6Φ 18 mm. Total As= 1524 mm^2 .

Check Minimum Reinforcement As min. (ACI- 318- 02, 10.5)

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(500)(440) \geq \frac{1.4}{400}(500)(440)$$

$As_{min} = 674 < 770$ ……the larger is control

$As_{\min} = 770mm^2 < As_{req} = 1074.2\text{mm}^2$ **OK**

Check for Tension steel yielding:

Fc' = 24 N/mm^2 → β =0.85

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$6*254*400 = 0.85*24*18925*a$

$a = 15.8mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{15.8}{0.85} = 18.6mm$

$£_s = \frac{440-18.6}{18.6} X0.003 = 0.067$

$£_s = 0.067 > 0.005$

OK

4.8.2 Design of negative moment for beam (B02):

Mu= ٢٢٠.٣ KN .m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{220.3}{0.9} = 244.8kN.m$$

Fc' = 24 N/mm^2 → β =0.85

M = $\frac{fy}{0.85* fc'}$ = $\frac{400}{0.85*24}$ = 19.6

Kn = $\frac{Mu \ /¤}{bw * d^2}$

Kn = $\frac{220.3*10^{-3}/0.9}{0.5*(0.44)^2}$ = 2.53 N/mm^2 (Mpa)

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

ρ = $\frac{1}{19.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(2.53)}{400}}) = 0.0068$

As req = ρ * bw * d = 0.0068 * 500 *440 = 1496 mm²

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 1496/254 = 5.88

* Note $A_{\Phi 18}$ = 254 mm²

Select bottom bars 6Φ 18 mm. Total As= 1524 mm^2 .

Check for Tension steel yielding:

Fc'= 24 N/mm^2 → β =0.85

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$6*254*400 = 0.85*24*500*a$$

$$a = 59.8mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{59.8}{0.85} = 70.3mm$$

$$£_s = \frac{440-70.3}{70.3} X0.003 = 0.016$$

$$£_s = 0.016 > 0.005$$

OK

4.8.3 Design of shear for beam (B02):

d=500-40-10-10=440 mm

Factored shear forces at d=0.44 m from support Vu =156 KN

1. $\text{Vu} \leq \frac{1}{2}\Phi\, Vc$

Determine shear strength provided by concrete (Φ Vc).

$\Phi\,\text{Vc} = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6}\ \text{bw} * \text{d}$

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6}\ 0.5 * 0.44*10^3 = 134.7\ \text{KN}$

$$\frac{1}{2}\Phi\,\text{Vc} = \frac{1}{2} * 134.7 = 67.35$$

$$\text{Vu} = 156 > \frac{1}{2}\Phi\,\text{Vc} = 67.35 \ldots\ldots\ldots\ldots \text{not control}$$

2. $\frac{1}{2}\Phi\, Vc \leq Vu \leq \Phi\, Vc$

$$\text{Vu} = 156 > \Phi\,\text{Vc} = 134.7 \ldots\ldots\ldots\ldots \text{not control}$$

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

Determine shear strength provided by steel (Φ Vs).

$\Phi\, Vs_{\min} = (\frac{1}{16}) * \sqrt{\text{fc'}} * \text{bw} \times \text{d} \geq ¤\ (\frac{1}{3}) * \text{bw} * \text{d}$

$$\Phi Vs_{\min} = (\frac{1}{16}) * \sqrt{24} * 0.5 * 0.44 * 10^3 \geq 0.75(\frac{1}{3}) * 0.5 * 0.44 * 10^3$$

$$\Phi Vs_{\min} = 67.36 \geq 55$$

$$\Phi Vs_{\min} = 67.36KN$$

$$\Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 134.7 + 67.36 = 202.06kN$$

$$Vu = 156\text{kN} < \Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 202.06\text{kN} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{ control}$$

Item 3 controlled

Minimum shear reinforcement is required

Use2Φ10 with two legs.

$$Av = 2 \times 79 = 158 \text{ mm}^2$$

Vs=Vu/ Φ – VC

Vs=(156/0.75) – (134.7/0.75) = 40.4

$$S_{req.} = \frac{\Phi \times Av \times fy \times d}{Vs_{req.}} = \frac{0.75 \times 158 \times 10^{-6} \times 400 \times 10^{3} \times 0.44}{40.4} = 0.51m$$

$$S_{req.} < \frac{d}{2} = \frac{44}{2} = 22cm < 60cm$$

Then Select $S = 20\text{cm} < \frac{d}{2} \ldots\ldots\ldots\ldots ok$

Then use 2Φ 10 @ 20 cm.

4-9 Design of beam loaded by two way rib :

Material :-

Concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

Section:-

Bf =80 , h =50cm , Bw=50 , Tf=28

Figure (4-14): Spans Length of Beam (B02)

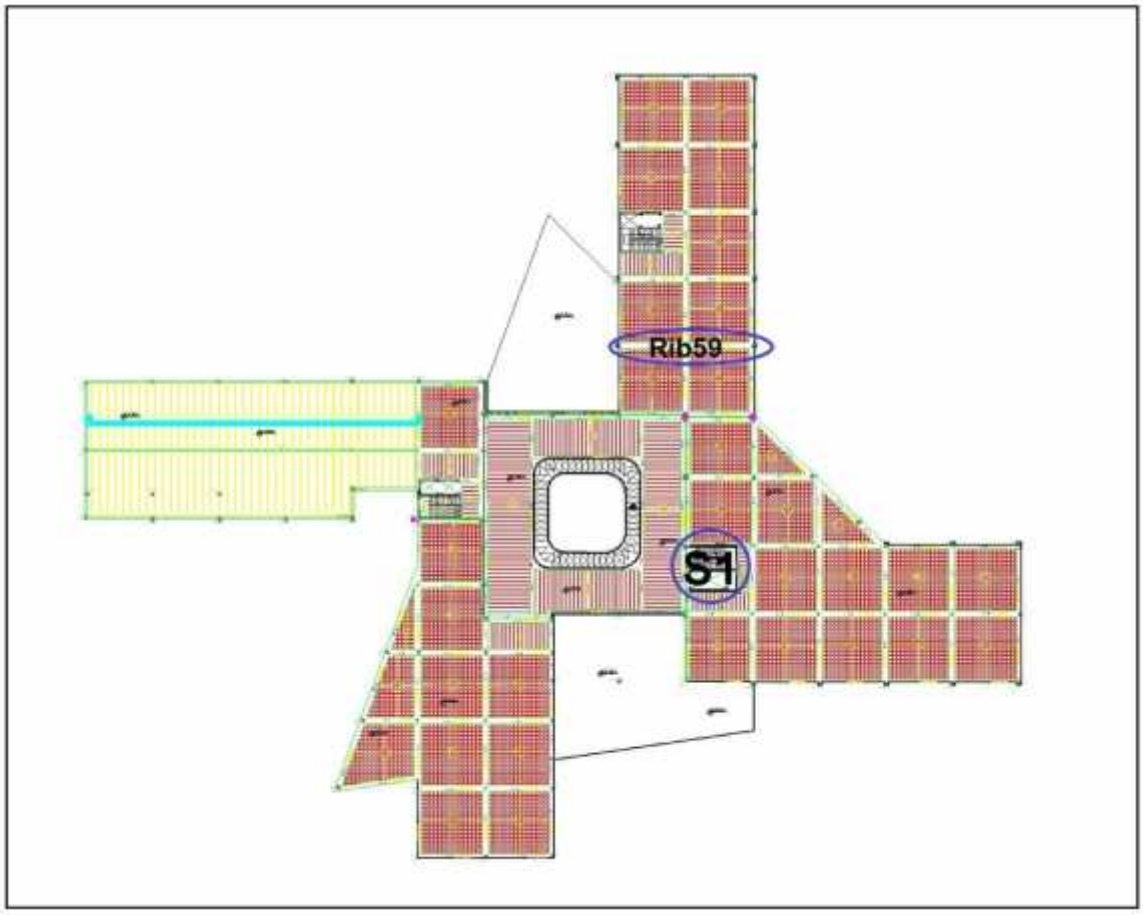


Fig.(4-15) *Rib location*

Loading:

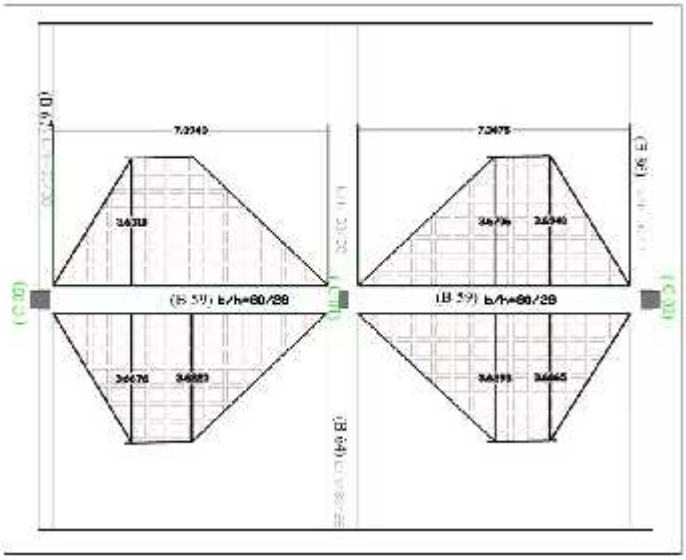


Fig.(4-16) *load distribution*

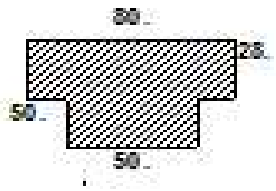
D.L=9.55x[0.5x3.65x3.69x2+0.5x2.11x3.63x2+0.5(3.69+3.63)x1.62x2]+

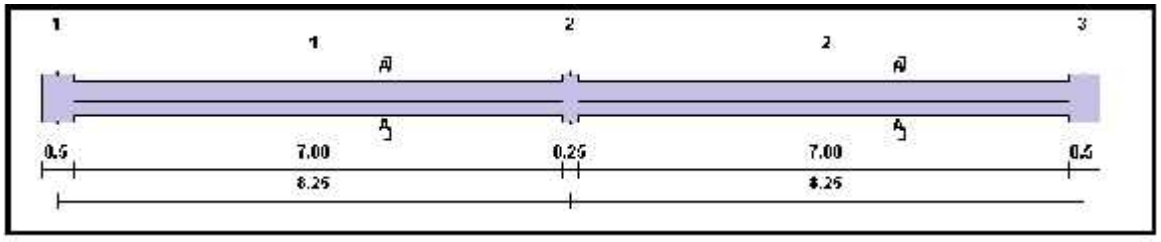
[0.28x0.80+0.22x0.50]x25=32.4KN/m^2

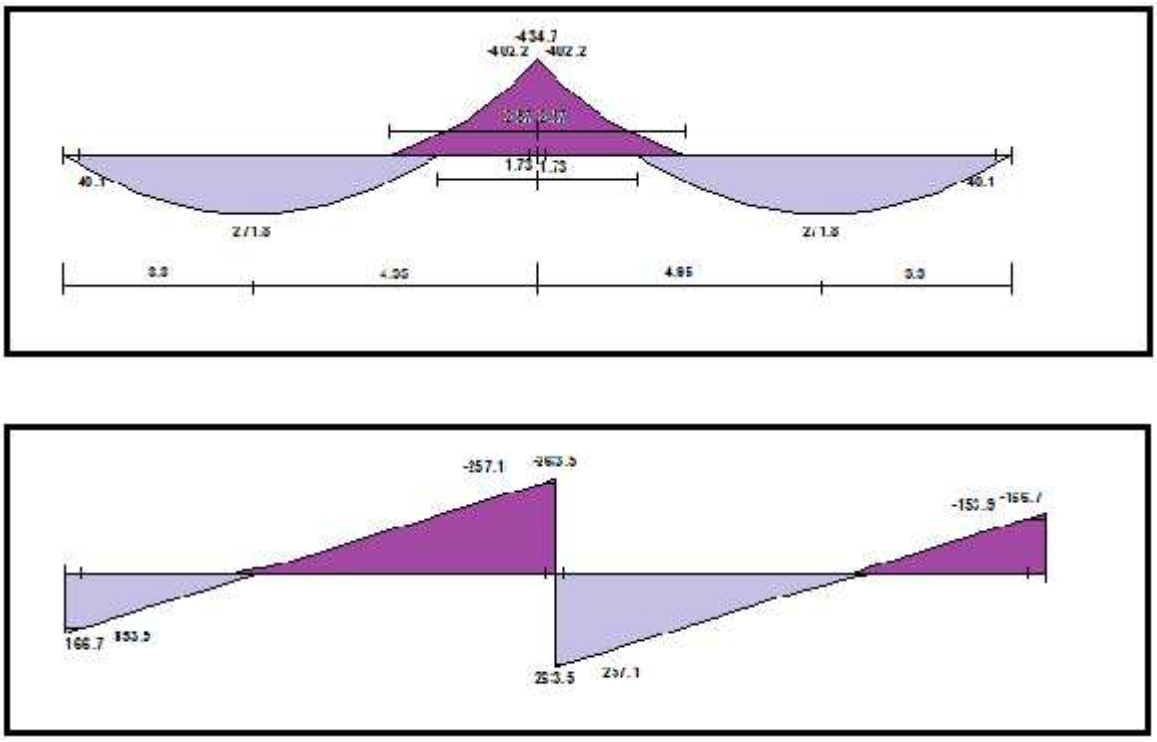
L.L=5x[0.5x3.65x3.69x2+0.5x2.11x3.63x2

+0.5(3.69+3.63)x1.62x2]=16.5KN/m^2

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







Figure(4-17) : Envelope Moment and shear Diagram of Beam (B59)

$$bE \le \frac{Clear\ span}{4} \le \frac{7390}{4} = 1847.5mm.....ACI-(10.12.2)$$

$$\le 16*Tf + bw = 16*2800 + 5000 = 49800mm$$

$$\le center\ to\ center\ of\ beam = 8250mm$$

$$bE = 1.8475m$$

$$Mnf = 0.85*fc*bE*(d - tf/2)$$

$$Mnf = 0.85*24*1.8475*(0.44 - 0.28/2) = 11306.7KN.m$$

$$Mu/\Phi = 271.8/0.9 = 302KN$$

$$Mu/\Phi < Mnf$$

Design as rectangular section

4.9.1 Design of positive moment for beam (B59):

Mu= 271.8 KN .m

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$$

$$Kn = \frac{Mu / ¤}{bf * d^2}$$

$$Kn = \frac{271.8 * 10^{-3} / 0.9}{1.8475 * (0.44)^2} = 0.84 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(0.84)}{400}}\right) = 0.00215$$

As req = ρ * bf * d = 0.00215 * 1847.5* 440 = 1747.8 mm²

# of bars = As/ As_{bar} = 1747.8/254 =6.88

* Note $A_{\Phi 18}$ = 254 mm²

Select Top bars 6Φ 18 mm. Total As= 1524 mm^2 .

Check Minimum Reinforcement As min. (ACI- 318- 02, 10.5)

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(500)(440) \geq \frac{1.4}{400}(500)(440)$$

$As_{min} = 674 < 770$ ……the larger is control

$As_{\min} = 770mm^2 < As_{req} = 1074.2\text{mm}^2$ **OK**

Check for Tension steel yielding:

Fc' = 24 N/mm^2 → β =0.85

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$6*254*400 = 0.85*24*18925*a$

$a = 15.8mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{15.8}{0.85} = 18.6mm$

$£_s = \frac{440-18.6}{18.6} X0.003 = 0.067$

$£_s = 0.067 > 0.005$

OK

4.9.2 Design of negative moment for beam (B59):

Mu= 402.2 KN .m

Fc' = 24 N/mm^2 → β =0.85

M = $\frac{fy}{0.85* fc'}$ = $\frac{400}{0.85*24}$ = 19.6

Kn = $\frac{Mu \ / ¤}{bw * d^2}$

Kn = $\frac{402.2*10^{-3}/0.9}{0.5*(0.44)^2}$ = 4.6 N/mm^2 (Mpa)

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

$\rho = \frac{1}{19.6}(1 - \sqrt{1-\frac{2(19.6)(4.6)}{400}}) = 0.013$

As req = ρ * bw * d = 0.013 * 500 *440 = 2860 mm²

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 2860/254 = 11.2

* Note $A_{\Phi 18}$ = 254 mm²

Select bottom bars 12Φ 18 mm. Total As= 3048 mm^2 .

Check for Tension steel yielding:

Fc' = 24 N/mm^2 → β =0.85

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$12*254*400 = 0.85*24*500*a$$

$$a = 119.5mm$$

$$c = \frac{a}{_1} = \frac{119.5}{0.85} = 140.6mm$$

$$£_s = \frac{440-140.6}{140.6} X 0.003 = 0.00638$$

$$£_s = 0.00638 > 0.005$$

OK

4.9.3 Design of shear for beam (B59):

d=500-40-10-10=440 mm

Factored shear forces at d=0.44 m from support Vu =257.1KN

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

Determine shear strength provided by concrete (Φ Vc).

Φ Vc = Φ * $\frac{\sqrt{fc'}}{6}$ bw * d

= 0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{6}$ 0.5 * 0.44*10^3 = 134.7 KN

$$\frac{1}{2}\Phi \text{ Vc} = \frac{1}{2} * 134.7 = 67.35$$

$$\text{Vu} = 257.1 > \frac{1}{2}\Phi \text{ Vc} = 67.35 \ldots\ldots\ldots\ldots \text{not control}$$

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

$$\text{Vu} = 257.1 > \Phi \text{ Vc} = 134.7 \ldots\ldots\ldots\ldots \text{not control}$$

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

Determine shear strength provided by steel (Φ Vs).

$$\Phi Vs_{\min} = (\frac{1}{16}) * \sqrt{fc'} * \text{bw} \times \text{d} \geq ¤ (\frac{1}{3}) * \text{bw} * \text{d}$$

$$\Phi Vs_{\min} = (\frac{1}{16}) * \sqrt{24} * 0.5 * 0.44 * 10^3 \geq 0.75 (\frac{1}{3}) * 0.5 * 0.44 * 10^3$$

$$\Phi Vs_{\min} = 67.36 \geq 55$$

$$\Phi Vs_{\min} = 67.36 KN$$

$$\Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 134.7 + 67.36 = 202.06 kN$$

$$4 - \Phi Vc + \Phi Vs_{\min} < Vu < \Phi V_C + \frac{2}{3}\Phi\sqrt{fc'}\ bw\ d$$

$$\Phi V_C + \frac{2}{3}\Phi\sqrt{fc'}\ bw\ d = 134.7 + \frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 0.5 * 0.44 * 10^3 = 673.58 KN$$

➔control

Minimum shear reinforcement is required

Use2Φ10 with two legs.

$$Av = 2 \times 79 = 158 \ mm^2$$

Vs=Vu/ Φ – VC

Vs=(257.1/0.75) – (134.7/0.75) = 163.2KN

$$S_{req.} = \frac{\Phi \times Av \times fy \times d}{Vs_{req.}} = \frac{0.75 \times 158 \times 10^{-6} \times 400 \times 10^{3} \times 0.44}{163.2} = 0.127m$$

$$S_{req.} < \frac{d}{2} = \frac{44}{2} = 22cm < 60cm$$

Then Select $S = 12.5cm < \frac{d}{2} \ldots\ldots\ldots\ldots ok$

Then use 2Φ 10 @ 12.5 cm.

4-10 Design of Column(C02) in Ground:

4.10.1 Design of Longitudinal Reinforcement

The Column is an internal one.

P_u = 1068 KN

$$P_{n\,(max)} = \frac{p_u}{0.65} = \frac{1068}{0.65} = 1643.1kN.$$

Assume $\rho_g = 0.035$

$$P_{n\,(max)} = 0.8 \times Ag\{0.85\, fc' + \rho_g (f_y - 0.85 f_c')\}$$

$$1643.1 = 0.8 \times Ag\{0.85 \times 24 + 0.035(400 - 0.85 \times 24)\}$$

$Ag = 610\ cm^2$

Select 50x25cm with Ag =1250cm² > Ag_{req} = 610cm²

4.10.2 Check Slenderness Effect:

Check Slenderness Effect :

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

K = 1

Lu =4.0 m

r = 0.3h = 0.3 x 0.5= 0.15

$\frac{M1}{M2}$ = 1.0

$$\frac{1x4}{0.15} \le 34 - 12x1 \le 40 \text{.....} ACI - (10.12.2)$$

$26.7 > 22$

$\therefore longColoumn$

$\because$ Slenderness effect must be considered

Check slenderness limit:

$$\frac{klu}{r} = 26.7 < 100$$

Slenderness limit not exceeded

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

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

$$_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2(600)}{1068} = 0.67$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.25*0.5^3}{12} = 0.0026\ \ m^4$$

$$EI = \frac{0.4*23270.15*10^6*0.0026}{1+0.67} = 14.5 MN.m^2$$

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

$$P_c = \frac{3.14^2*14.5}{(1.0*4)^2} = 35.7 MN.$$

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

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

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

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-(1068/0.75*35.7*10^6)} = 1.01 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03*h = 15 + 0.03*500 = 30\,mm = 0.03\,m$$

$$ex = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.03*1.01 = 0.0303$$

$$\frac{ex}{h} = \frac{0.0303}{0.5} = 0.0606$$

from

$$¥ = \frac{500-2*40-2*10-20}{500} = 0.76$$

$$let\ °_g = 0.02$$

$$\frac{\Phi Pnx}{Ag} = 1.4*\frac{1000}{145} = 9.62$$

$$Pnx = \frac{9.62*0.25*0.5}{0.65} = 1.85\,MN$$

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

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

$$_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2(600)}{1068} = 0.67$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.5*0.25^3}{12} = 0.00065\ \ m^4$$

$$EI = \frac{0.4*23270.15*10^6*0.00065}{1+0.67} = 36MN.m^2$$

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

$$P_c = \frac{3.14^2*36}{(1.0*4)^2} = 22.18MN.$$

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

$$Cm = 1 ..... According\quad to\ \ ACI\ 318-2005$$

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

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-(1068/0.75*22.18*10^6)} = 1.097 > 1$$

$e_{\min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 250 = 22.5mm = 0.0225\ m$

$ey = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.0225 * 1.097 = 0.0247$

$\frac{ey}{h} = \frac{0.0247}{0.25} = 0.099$

from

$¥ = \frac{250 - 2 * 40 - 2 * 10 - 20}{250} = 0.52$

$let\ °_{g} = 0.02$

$\frac{\Phi Pny}{Ag} = 1.96 * \frac{1000}{145} = 13.52$

$Pny = \frac{13.52 * 0.25 * 0.5}{0.65} = 2.6MN$

$Po = 0.8 * Ag * (0.85\ fc(1 - °g) + °g * fy)$

$Po = 0.8 * 0.5 * 0.25(0.85 * 24(1 - 0.02) + 0.02 * 400) = 2.8MN$

$\frac{1}{Pn} = \frac{1}{Pnx} + \frac{1}{Pny} - \frac{1}{Po}$

$\frac{1}{Pn} = \frac{1}{1.85} + \frac{1}{2.6} - \frac{1}{2.8}$

$Pn = 1.76\ MN$

¤$Pn > Pu$

$1.144 > 1.068$

$AS = ° * b * h$

$AS = 0.02 * 500 * 250 = 2500$

Use 8Φ20 with As =25.12 cm² > As_{req} =25 cm²

4.10.3Design of the Tie Reinforcement

For Φ 10 mm ties :

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

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

$S \leq$ Least dimension.

$S \leq 16 \times 2$= 32 cm

$S \leq 48 \times 1.0$ = 48 cm

$S \leq 25$

Use Φ10@ 25cm ties

4.10.4 long Column Detail:

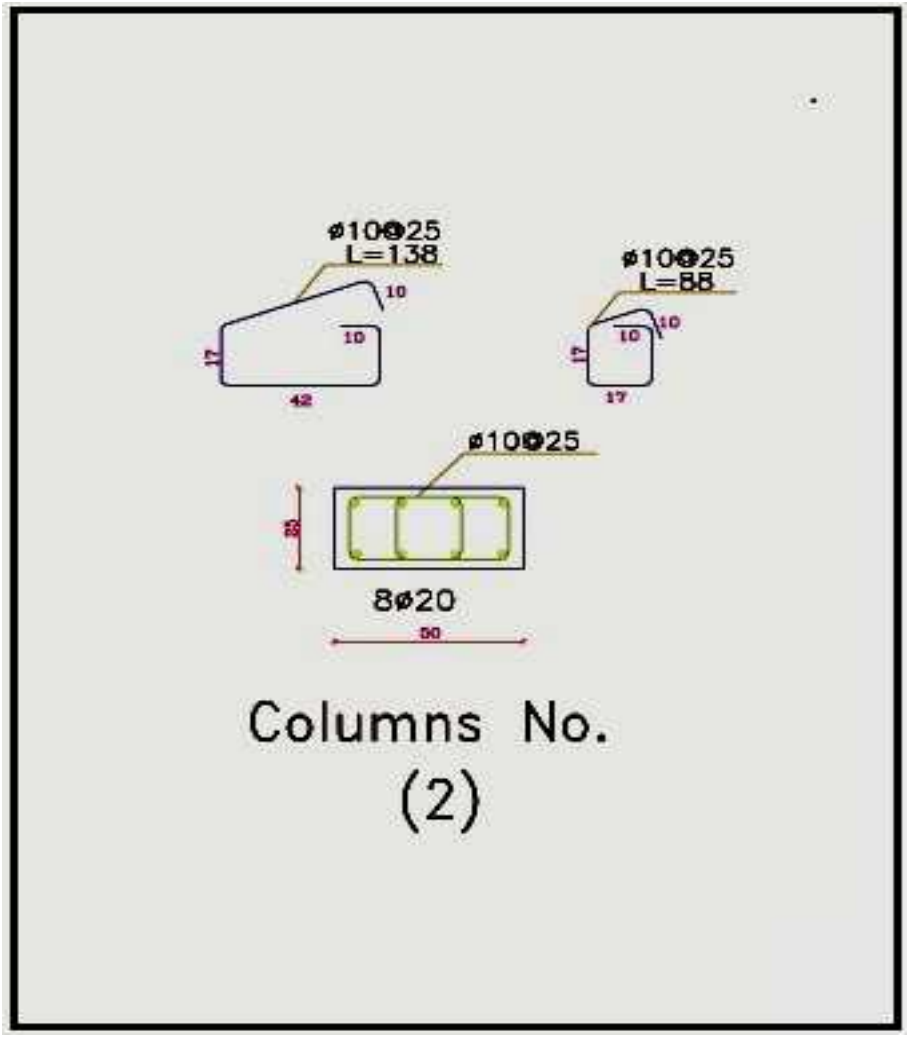


Fig. (4-18). *Long Column Details*

4.11 Design of Isolated Footing (F1) :

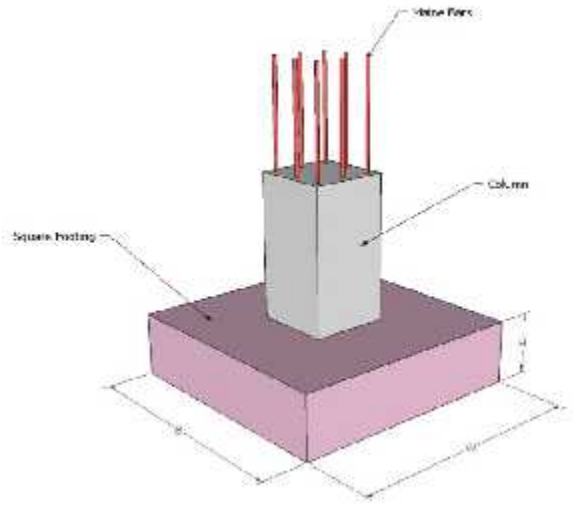


Fig. (4-19). *Isolated Footing Model*

4.11.1 Load Calculation :

Column Dimensions = 50*25 cm.

Soil density = 18 Kg/cm3.

Allowable soil Pressure = 500 KN/m2.

Assume footing to be about (50 cm) thick.

Footing weight = $1.2 \times (24 \times 0.5) = 14.4$ KN/m2.

Soil weight above the footing = $1.6 \times (0.5) \times 18 = 14.4$ KN/m2.

Base Slab weight = $1.2 \times 0.10 \times 24 = 2.9$ KN/m2.

P net = (14.4+14.4+2.9) = 31.7 KN/m2.

P net =31.7 (1.5*1.5-0.5*0.25) = 67.36 KN .

Pu =2106 + 67.36 = 1135.36 KN .

4.11.2 Determination of Footing Area

Qallowble net=500-0.5*18-5-0.5*24=474 KN/m^2

Surface dead load=593 KN

Surface live load=195 KN

$$Area\,of\ \ footing = \frac{surface\ \ load}{Qallowable\ net} = \frac{195+593}{474} = 1.7\ m^2$$

Area of footing=1.50*1.50 m

Q allowable=$\frac{1.2*593+1.6*195}{1.5*1.5}$ =455 KN/m^2

Try 1.5 * 1.5 m with area = 2.25m^2 > A_{req} = 1.66 m^2

4.11.3 Determination the effective depth Of footing Based Shear Strength:

Assume h = 50 cm ….. d = 50-7-1 = 42 cm

***Check for one way shear strength**

In direction L=50 cm

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

$$\frac{a}{2}+d=\frac{0.5}{2}+0.42=0.67m$$

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

$$Vu=455*(\frac{1.5}{2}-0.67)*1.5=54.6KN$$

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

$$¤.Vc=0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{24}*1500*420=385.8KN$$

$$¤.Vc=385.7KN>Vu=54.6KN$$

$$\therefore\ \ Safe$$

In direction L=25 cm

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

$$\frac{a}{2}+d=\frac{0.25}{2}+0.42=0.545m$$

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

$$Vu=455*(\frac{1.5}{2}-0.545)*1.5=140KN$$

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

$$¤.Vc=0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{24}*1500*420=385.8KN$$

$$¤.Vc=385.7KN>Vu=140KN$$

$$\therefore\ \ Safe$$

***Check for two way shear action (punching)**

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

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

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

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

Where:

$${}_C = \frac{Column\ \ Length\ \ (a)}{Column\ \ Width\ \ (b)} = \frac{50}{25} = 2$$

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

$$b_o = 2(d+a)+2(d+b) = 2(50+42)+2(25+42) = 318cm$$

$\sim_s = 40$ for interior column

$$\text{¤}.V_C = \text{¤}.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{{}_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{2}\right)*\sqrt{24}*3180*420 = 1635.8KN$$

$$\text{¤}.V_C = \text{¤}.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.42}{3.18}\right)*\sqrt{24}*3180*420 = 2160.4KN$$

$$\text{¤}.V_C = \text{¤}.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*3180*420 = 1635.8KN$$

$\text{¤}.V_C = 1635.8KN$ ..... *Control*

$Vu_C = 455*[\ (1.5*1.5)-(0.5+0.42)*(0.25+0.42)\ ] = 743.3KN$

$\text{¤}.Vc = 1635.8KN > Vu_C = 743.3KN$..... *satisfied*

4.11.4 Design for Bending Moment:

At section A-A

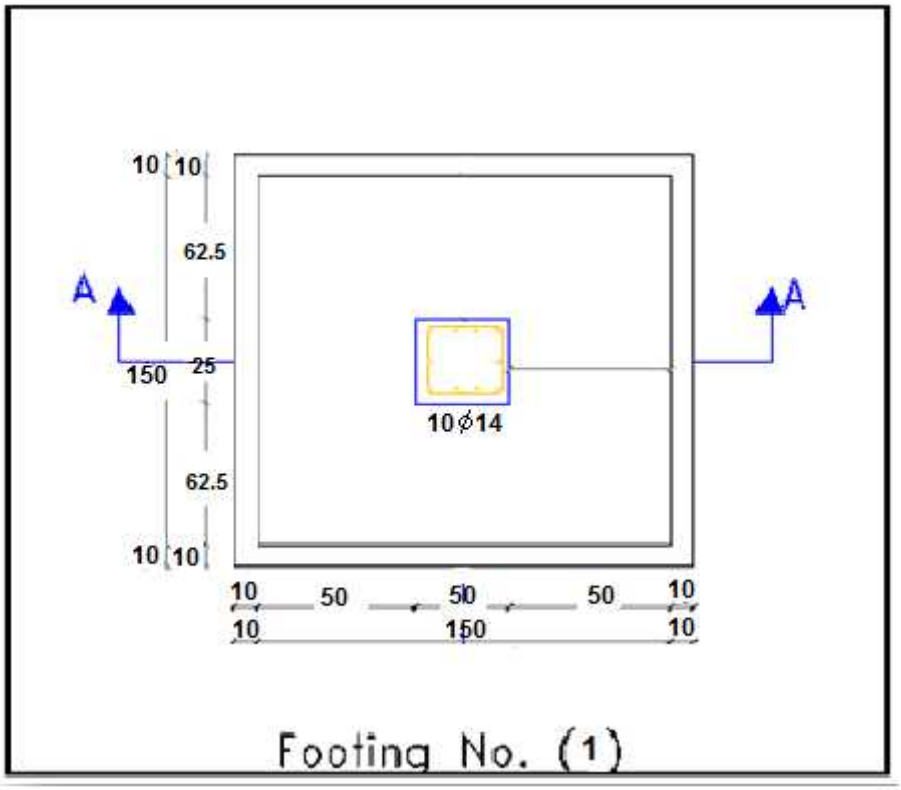


Fig.(4-20) Isolating Footing

$$Mu = 455 * \frac{0.4^2}{2} * 1.5 = 54.6\ KN.m$$

Mu =54.6KN.m for L=50 cm

$$Mu = 455 * \frac{0.525^2}{2} * 1.5 = 94\ KN.m$$

So Mu=94 KN.m

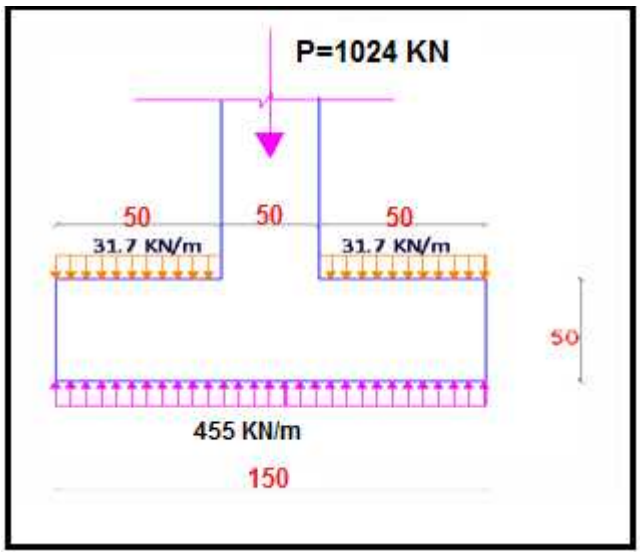


Fig.(4-21) *Structural system of Isolating Footing (Section A-A)*

$$Mn = \frac{94}{0.9} = 104.5KN.m$$

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{104.5\times10^6}{1500\times420^2} = 0.39MPa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85*24} = 19.6$$

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

$$\circ = \frac{1}{19.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times19.6\times0.39}{400}}\right) = 0.00098$$

$$As_{\text{Re}q.} = \circ * b * d = 0.00098*150*42 = 6.2\ \ cm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018*b*h = 0.0018*150*50 = 13.5cm^2$$

$$As_{\text{Re}q.} = 6.2 < As_{Shrinkage} = 13.5cm^2$$

$$Select\ \ 10¤14....As_{\text{Pr}ovided} = 15.4cm^2 > 13.5cm^2.....ok$$

$$Select\ \ 10¤14....As_{\text{Pr}ovided} = 15.4cm^2 > 13.5cm^2.....ok$$

Check of strain:

$$A_s * fy = 0.85 * fc^{\backslash} * b * a$$

$$1540*400 = 0.85*24*1500*a$$

$$a = 20.13mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{20.13}{0.85} = 23.7mm$$

$$£_s = \frac{420-23.7}{23.7} * 0.003 = 0.05$$

$$£_s = 0.005 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.11.5 Design of Development Length :

$Ld_{(1)req} = \frac{0.24\,fy}{\sqrt{fc}}db = \frac{0.24*400}{\sqrt{24}}2 = 39.19\text{cm}$.

$Ld_{(2)req} = 0.043 \times fy \times db = 0.043 \times 400 \times 2 = 34.4\text{cm}$

$Ld_{(2)req} = 34.4\text{cm} < Ld_{(1)req} = 39.19\text{cm}$ ➔ control

Available L= 150-75-2*14=47 cm.

Available Ld = 47 cm > $Ld_{(1)req}$=39.19cm

Design of lapsplice:

Ls=0.071*fy*db=0.071*400*14=398 mm

$Ld_{(1)req} = \frac{0.24\,fy}{\sqrt{fc}}db = \frac{0.24*400}{\sqrt{24}}2 = 39.19\text{cm}$.

4.11.6 Check transfer of load at base of column:

$¤.Pn = ¤.(0.85\,fc'Ag)$

$¤.Pn = 0.65*[0.85*24*(400*400)]/1000 = 2121.6Kn$

$But\ \ Pu = 1092 < ¤.Pn = 2121.6Kn$

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

But use the minimum reinforcement of dowels:

$As_{\min} = 0.005*Ag = 0.005*40*40 = 8cm^2$

Use the column bars as a dowels

$Select\ \ 8\Phi 20$

$As_{Provided} = 25cm^2 > As_{Req.} = 8cm^2$

4.11.7 Isolated Footing Detail:

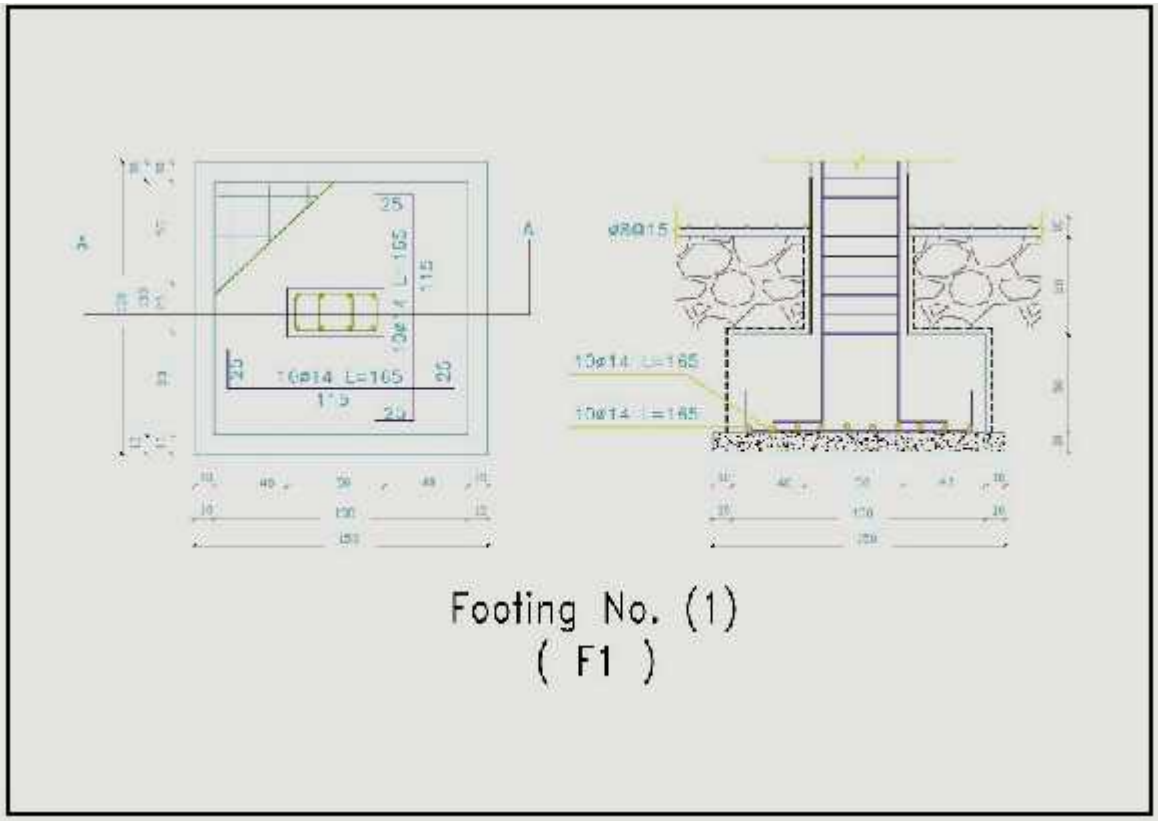


Fig. (4-22). *Isolating Footing Details*

4.12 Design of combined footing :

Footing for the column C81 & C82 :

C103 : 40*40 ……Pu = 950 KN ,

C104 : 40*40 …… Pu = 950 KN .

Footing weight = $1.2 \times (24 \times 0.5) = 14.4$KN/m2.

Soil weight above the footing = $1.6 \times (0.5) \times 18 = 14.4$ KN/m2.

Base Slab weight = $1.2 \times 0.10 \times 24 = 2.9$ KN/m2.

P net = (14.4+14.4+2.9) = 31.7 KN/m2.

P net =31.7* (2*2 - 2*0.4*0.4) = 116.66KN .

4.12.1 Determination of the footing diminutions:

Allowable soil pressure = 500 KN/m2

$Pu = 950 + 950 = 1900KN$

$Pu = 1900 + 116.66 = 2016.66Kn$

Distance between the two columns is 45cm center to center

$FR\ \ Position$at the center between the two coulumn

$\Rightarrow X = 0.88m\ \ from\ C81\ \ center$

$\Rightarrow X = 0.88m\ \ from\ C82 center$

$$A_{req.} = \frac{FR}{\pm} = \frac{2016.66}{500} = 4.0m^2$$

$$\therefore select\ \ Ag = 2.0 \times 2.0 = 4.0m^2 \geq 4.0m^2$$

$$\pm = \frac{2016.66}{4} = 504.165Kn/m^2 < 1.4 * 500 = 700KN/m^2 .....OK$$

4.12.2 Determination of the foundation depth:

Select h = 50 cm ….d = 43 cm

Check for one way shear strength: For other direction

$$\frac{a}{2} + d = \frac{0.4}{2} + 0.43 = 0.63m$$

$$Vu = 504.165 * (1 - 0.63) * 2.0 = 373.1KN$$

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

$$¤.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 2000 * 430 = 526.64Kn$$

$$¤.Vc = 526.64Kn > Vu = 373.1KN$$

$\therefore\ \ Safe$

Check for two way shear action (punching)

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

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

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

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

Whre:

$$_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{40}{40} = 1.0$$

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

$b_o = 4*(40+40) = 3.2m$

$\sim_s = 40$ ……. for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.0}\right)*\sqrt{24}*3200*430 = 2527.9Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.43}{3.2}\right)*\sqrt{24}*3200*430 = 2264.55Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*3200*430 = 1685.24Kn$$

$¤.V_C = 2527.9Kn$ ..... *Control*

$Vu_C = Pu - FR_b$

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

$Vu_C = 950 - \left[504.165*(0.4+0.43)^2\right] = 602.68KN$

$¤.Vc = 2527.9Kn > Vu_C = 602.68KN$..... *satisfied*

4.12.3 Design for Bending Moment:

- Bottom reinforcement

$$Mu = \frac{504.165 * 0.68^2 * 2}{2} = 213KN.m$$

$$Mn = \frac{213}{0.9} = 236.7KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{236.7 \times 10^6}{1000 \times 430^2} = 1.28Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.6 \times 1.28}{400}}\right) = 0.0033$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.0033 * 100 * 43 = 14.19cm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 50 = 9cm^2$$

$$\therefore As = 14.19cm^2 / m$$

Select 13 ¤ 14….$As_{provided}$=19.89cm^2 >14.19cm^2….ok

Tension = Compression

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

$$1989 * 400 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 39mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{430 - 39}{39} * 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.03 > 0.005 \quad .....OK$$

4.12.4 Check transfer of load at base of column:

$\text{¤}.Pn = \text{¤}.(0.85\, fc'Ag)$

$\text{¤}.Pn = 0.65*[0.85*24*(400*400)]/1000 = 2121.6KN$

$But\ \ Pu = 950 < \text{¤}.Pn = 2121.6KN$

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

But use the minimum reinforcement of dowels:

$As_{\min} = 0.005*Ag = 0.005*40*40 = 8cm^2$

Use the column bars as a dowels

$Select\ \ 6\Phi 18$

$As_{Provided} = 15.3cm^2 > As_{Req.} = 8cm^2$

4.12.5 Combined Footing Detail:

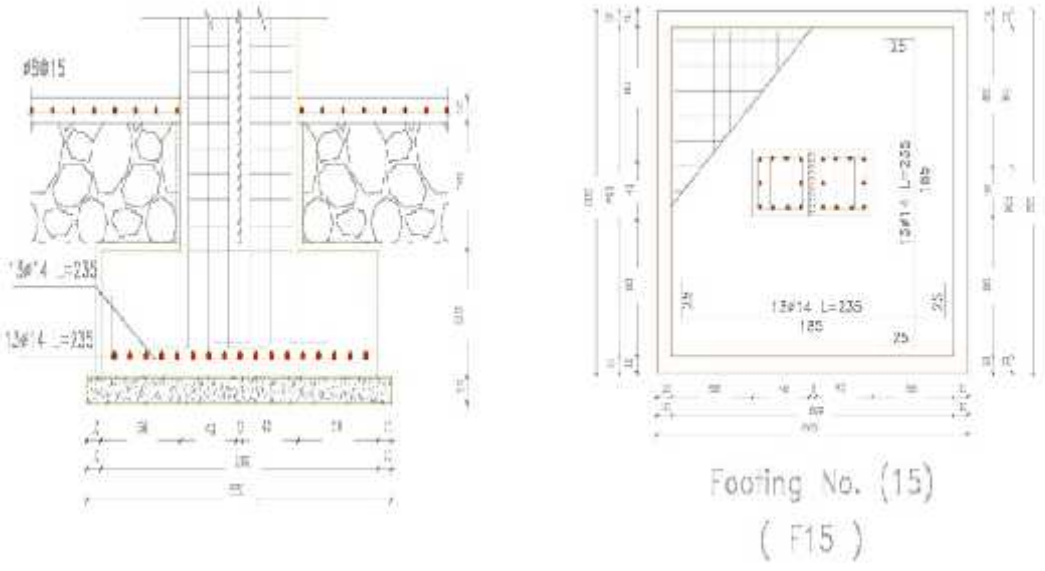


Fig. (4-23). Combined Footing Details

4.13 Design of Strip Footing:

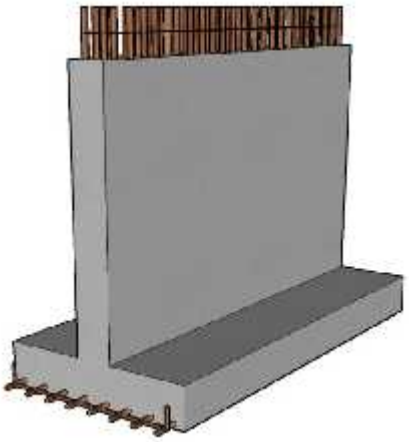


Fig (4–24) Strip Footing Model

4.13.1 Load Calculation :

Weight of wall (D.L.) = (height) Thickness * 1m wide * γ_c

D.L $_{total}$ = 0.3*25*4*3*1=90 KN

Factored dead load =pu= 1.4 * D.L=1.4*90=126 KN

Let h=20 cm

Effective depth = d=200-75-20=105 mm

4.13.2Bearing pressure:

Allowable soil pressure = 170 KN/m²

$Q_{allowble\ net}$ =170-0.2*25=165 KN

4.13.3Determine the Footing Width:

$$\text{Area of foundation} = \frac{DL}{\textit{allowable}\ \text{soil pressure net}} = \frac{90}{165} = 0.55\ \text{m}$$

Area of foundation = 1* b = 0.55 m

Select b= 60 cm

$$\text{Qu} = \frac{pu}{\text{area of fondation}} = \frac{126}{0.6*1} = 210\ \text{KN/m2}$$

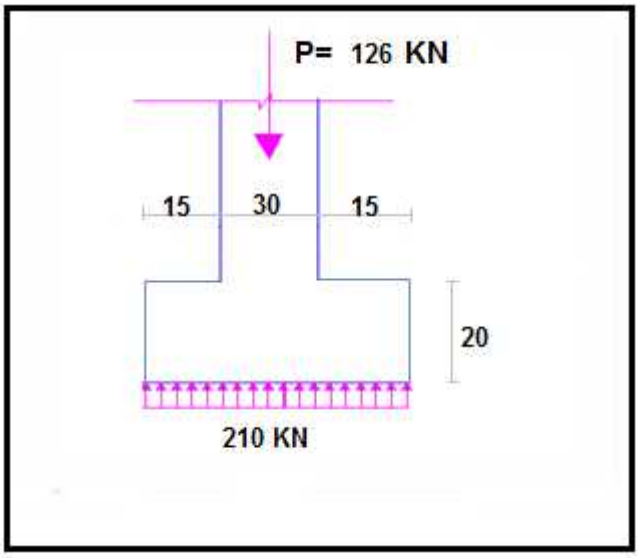


Fig.(4-25) Structural system of strip Footing (Section A-A)

4.13.4Design of shear (one way shear):

Vu=1*(0.15-0.105)*210=9.45 KN

$$\Phi V_c = ¤\frac{1}{6}\sqrt{f_{c'}}b_w d$$

$$\Phi V_c = 0.75 * \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1 * 0.105 = 64.3KN$$

ΦV_c >Vu ➔ok

4.13.5Determine Reinforcement for Moment Strength:

$$\text{Mu} = \frac{210 \times 0.15^2}{2} = 2.4KN\text{.m}$$

⇨ Mu = 2.4 KN.m

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{2.4/0.9 \times 10^{-3}}{1 \times 0.105^2} = 0.24$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$$

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

$$° = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.6 \times 0.24}{400}}\right) = 0.0006$$

$$As_{\text{Re}q.} = ° * b * d = 0.0006 * 1000 * 105 = 63mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360mm^2$$

$$\therefore As = 360mm^2$$

$$\#\text{ of bars} = \frac{360}{154} = 2.4$$

$3\Phi 14 ... As_{\text{Pr}ovided} = 462mm^2 > 360mm^2 .....ok$

$$space = \frac{100}{3} = 33cm$$

$select \Phi 14 @ 30cm$

$3\Phi 14$

Select Φ14 @ 30 cm with $A_{s\ prov.}$ = 4.62cm²/m.

*** Check of strain:**

Tension = Compression

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

$462 * 400 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 9.05mm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{9.05}{0.85} = 10.7mm$

$\varepsilon_s = \frac{105 - 10.7}{10.7} * 0.003 = 0.026$

$\varepsilon_s = 0.026 > 0.005$ .....*OK*

4.13.6Design of Secondary Bottom Reinforcement

As_{min} for shrinkage & temperature

$As_{min} = 0.0018 * b * h$

$As_{min} = 0.0018 * 1000 * 200$

$As = 462mm^2$

Select Φ14 @ 30 with $A_{s\ prov.}$ = 4.62 mm².

4.13.7Development length of main reinforcement:

For Φ14 bars db=1.4 cm :

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

$$Ld = \frac{400}{2\sqrt{24}} 1*1*1*1.4$$

$$Ld = 57.15 \geq 15cm$$

$$Available \text{ Ld} = 15 - 7 = 8\text{cm} \leq 57.15\text{cm}$$

$$0.24 * fy * 1.4 * 0.7 * \frac{1}{\sqrt{fc'}} = 19.2cm$$

So a standard hook of (25 cm) must be used to provide Ld.

4.13.8Design of dowels bars :

As $\text{min}_{\text{req}} = 0.0012 * 1000 * 105 = 126\text{mm}^2$

Use longitudinal shear wall bars

Use ¤ 12@35 cm

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

For ¤14 *bars*

$$Ld = \frac{400}{2\sqrt{24}} 1*1*1*1.2$$

$$Ld = 48 \geq 15cm$$

$$Available \text{ Ld} = 30 - 7 = 23\text{cm} \leq 48\text{cm}$$

$$0.24 * fy * 1.4 * 0.7 * \frac{1}{\sqrt{fc'}} = 19.2cm$$

So a standard hook of (25 cm) must be used to provide Ld.

4.13.9 Strip Footing Detail

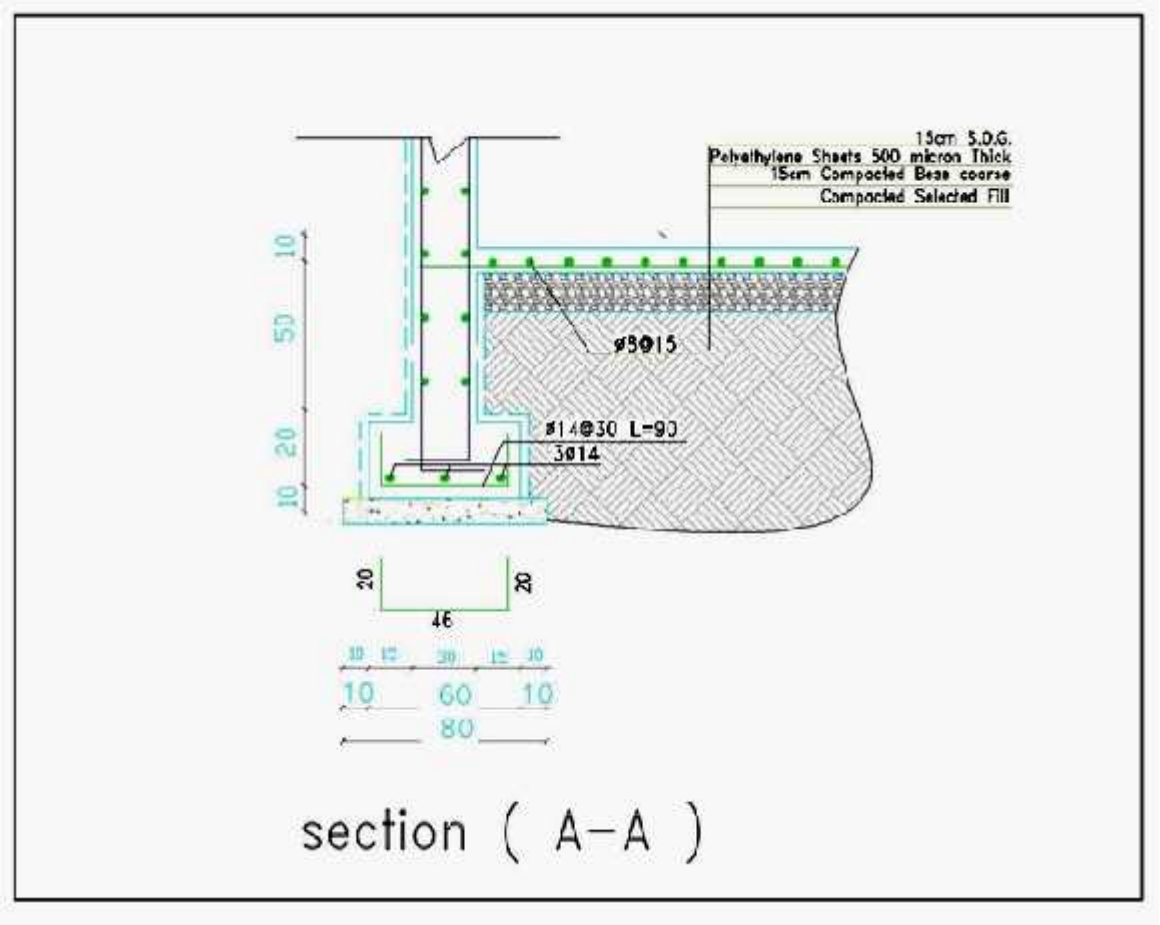


Fig.(4-26)*Strip Footing Details*

4.14 Design of Mat Footing:

4.14.1 Design of shear :

$$d = 30 - 7.0 - 1 = 22\,cm$$

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

$$\text{¤}.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 220 = 134.7\,KN$$

$$Pu_{max} = 122.15\,KN / m = 122.15\,x1 = 122.15\,KN$$

$$\text{¤}.Vc = 134.7\,KN > Pu = 122.15\,KN \ldots\ldots\ldots .OK$$

4.14.2 Design of bending moment

By using the StaadPro.2007 software to analyze the foundation, the moment result is as in the following chart:

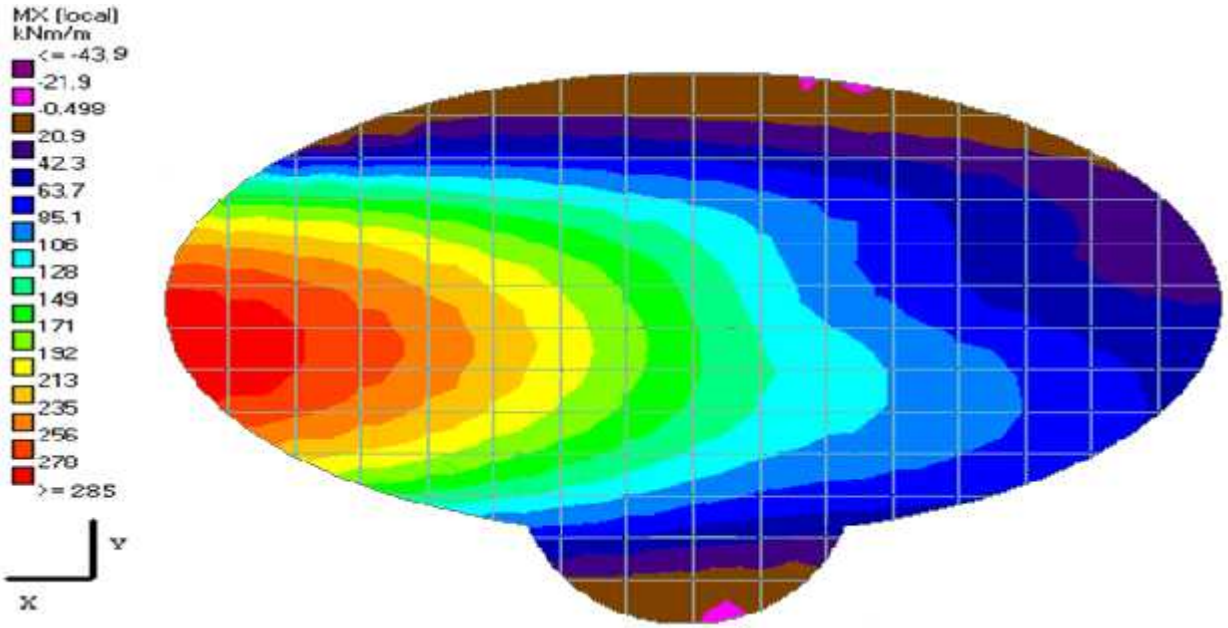


Fig.(4.27) Moment in X-direction

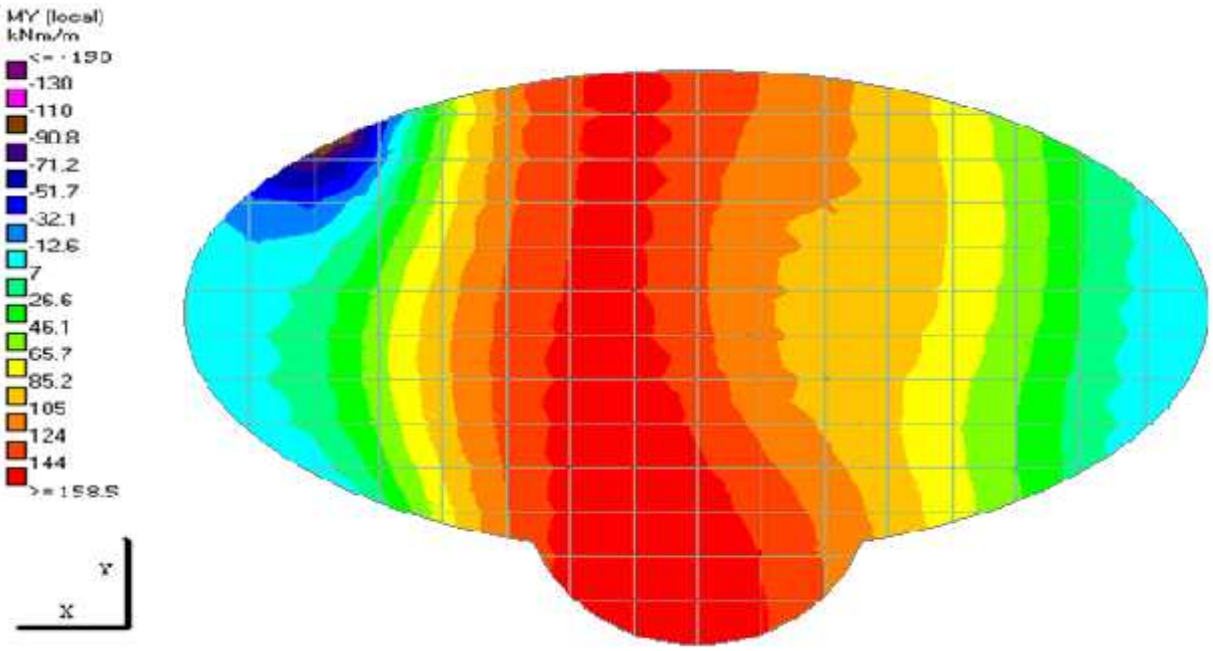


Fig.(4.28) Moment in Y-direction

4.14.3 Design In X-directions:

h = 30cm

d= 30 – 7 - 1 = 22cm.

Fy = 400 Mpa.

fc’ = 24 Mpa

Design of positive moment

$+ve \;\; Mu_{X} = 285 KN.m$

$$Mn = \frac{Mu}{¤} = \frac{285}{0.9} = 316.7 KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^{2}} = \frac{316.7 * 10^{6}}{1000 * 220^{2}} = 6.54 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\, fc'} = 19.6$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 6.54}{400}}\right) = 0.0204$$

$$As_{req} = ° * b * d = 0.0204 * 100 * 22 = 44.88 cm^{2}$$

$$Shrinkage \;\; \& \;\; temperatur\, e \;\; = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 30 = 5.4 cm^{2}$$

$$As = 44.88 cm^{2} ..... Control$$

$$Select\, ¤25 @ 10 cm \Rightarrow As = \frac{100}{10} * \left(\frac{® * 2.5^{2}}{4}\right) = 49 cm^{2} > As_{req} = 44.88 cm^{2}$$

Design of negative moment

$-ve \;\; Mu = -21.9 KN.m$

$$Mn = \frac{Mu}{¤} = \frac{21.9}{0.9} = 24.3 KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^{2}} = \frac{24.3 * 10^{6}}{1000 * 220^{2}} = 0.502 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\, fc'} = 19.6$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.502}{400}}\right) = 0.00127$$

$$As_{req} = ° * b * d = 0.00127 * 100 * 47 = 5.969 cm^{2}$$

$$Shrinkage \;\; \& \;\; temperatur \;\; e \;\; = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 30 = 5.4 cm^{2}$$

$$As = 5.969 cm^{2} ..... Control$$

$$Select\, ¤12 @ 15 cm \Rightarrow As = \frac{100}{15} * \left(\frac{® * 1.2^{2}}{4}\right) = 7.9 cm^{2} > As_{req} = 5.969 cm^{2}$$

4.14.4 Design In Y-directions:

Design of positive moment

$+ve \;\; Mu = 158\, KN.m$

$-ve \;\; Mu = -151\, KN.m$

$$Mn = \frac{Mu}{\text{¤}} = \frac{158}{0.9} = 175.5\, KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{175.5 * 10^6}{1000 * 220^2} = 3.62\, Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\, fc'} = 19.6$$

$$\text{°} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 3.62}{400}}\right) = 0.01$$

$$As_{req} = \text{°} * b * d = 0.01 * 100 * 22 = 22\, cm^2$$

$$Shrinkage \;\; \& \;\; temperatur \;\; e = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 30 = 5.4 cm^2$$

$As = 22\, cm^2$ ..... *Control*

$$Select \;\; \text{¤}\, 20 \;@\; 10\, cm \Rightarrow As = \frac{100}{10} * \left(\frac{\text{®} * 2.0^2}{4}\right) = 31.4 cm^2 > As_{req} = 22\, cm^2$$

Design of negative moment

$-ve \;\; Mu = -151 \;\; KN \;\; .m$

$$Mn = \frac{Mu}{\text{¤}} = \frac{151}{0.9} = 167 \;\; .7 \;\; KN \;\; .m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{167 \;\; .7 * 10^6}{1000 \;\; * 220^2} = 3.46 \;\; Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \;\; fc'} = 19 \;\; .6$$

$$\text{°} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{19 \;\; .6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19 \;\; .6 * 3.46}{400}}\right) = 0.0095$$

$$As_{req} = \text{°} * b * d = 0.0095 \;\; * 100 \;\; * 22 \;\; = 20 \;\; .9 \;\; cm^2$$

$$Shrinkage \;\; \& \;\; temperatur \;\; e = 0.0018 \;\; * b * h = 0.0018 \;\; * 100 \;\; * 30 \;\; = 5.4 \, cm^2$$

$As = 20 \;\; .9 \, cm^2$ ..... *Control*

$$Select \;\; \text{¤} \;\; 20 \;\; @ \;\; 10 \;\; cm \;\; \Rightarrow \;\; As = \frac{100}{10} * \left(\frac{\text{®} * 2.0^2}{4}\right) = 31 \;\; .4 \, cm^2 > As_{req} = 20 \;\; .9 \, cm^2$$

4.15 Design of Stairs :

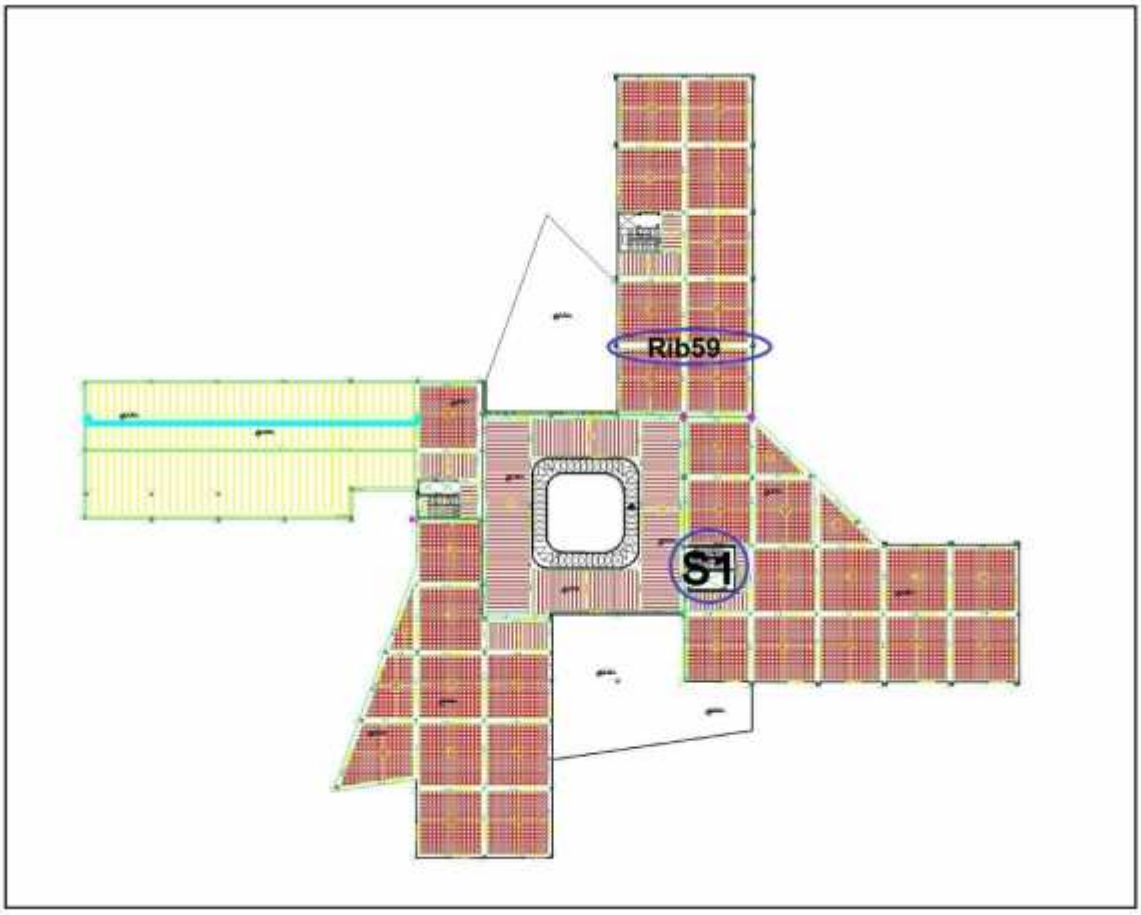


Fig.(4-29) *stairs location*

4.15.1 Determination of Slab Thickness:

- L = 0.4+3.6+0.4 =4.4m.

- h_{req} = L/ 20.

-h_{req} = 440/ 20 = 22cm.

⇒ **Use h = 25cm**.

-θ = $\tan^{-1}$(195 / 360) = 28.4°

-Cos θ = 0.88

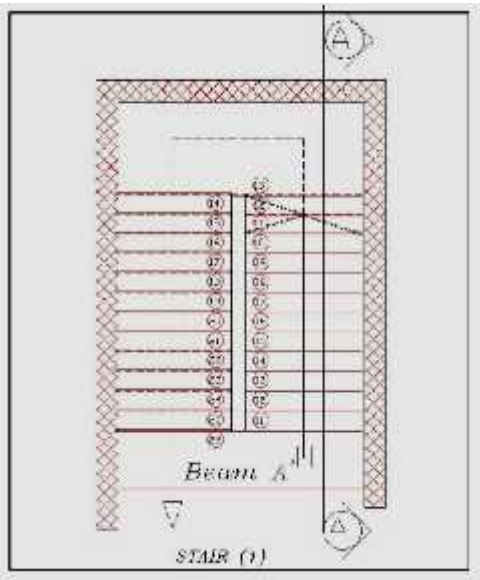


Fig.(4-30) *Stairs Plan*

- **The stairs at section (A-A) will be carried on the shear wall.**

4.15.2 Load Calculations at section (A-A):

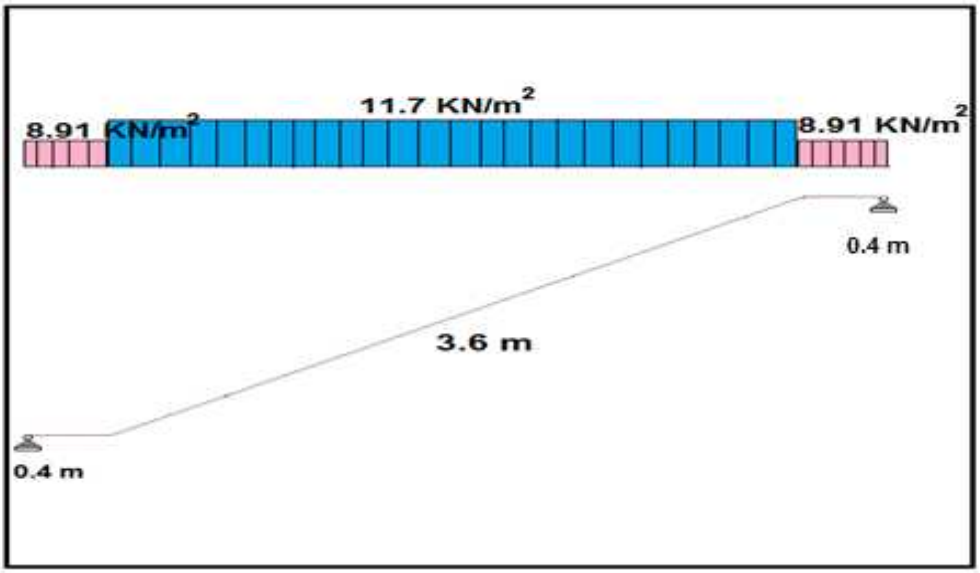


Fig.(4-31) *Structural system of stairs at section (A-A)*

Dead Load:

Horizontal Tiles = 0.03*22*(0.33/0.30) = 0.725 KN/m^2.

Vertical Tiles = 0.03*22*(0.16/0.30) = 0.35 KN/ m^2.

Horizontal mortar = 0.03*22 = 0.66 KN/ m^2.

Vertical mortar = 0.03*22*(16/30) = 0.35 KN/ m^2.

Plaster = (0.03*22)/ (Cos 28.4) = 0.75 KN/ m^2.

Steps = (0.16/2) * 24.5=1.9 KN/ m^2.

Slab = 0.25 *24.5/ Cos 28.4 =6.96 KN/ m^2.

Total dead load = 0.725 + 0.35+ 0.66+ 0.35+ 0.75+ 1.9+6.96

= 11.7 KN/ m^2.

Live load:

Live load for stairs =5 KN/ m^2.

Factored load

qu =1.2*11.7+ 1.6*5 = 22 KN/ m^2.

For one meter Strip, qu = 22 KN/ m .

Load on landing :-

Dead Load:

- **Tiles** & **Mortar =** 2 KN/m2
- **Slab** = 0.3*25 = 6.25 KN/m^2.
- **Plaster** = 0.03*22 = 0.66 KN/m^2.

Total dead load = 2 + 6.25 + 0.66

= 8.91 KN/m^2.

Live load:

Live load for stairs =5 KN/ m^2.

Factored load

qu =1.2*9.66+ 1.6*5 = 18.7 KN/ m^2.

For one meter Strip, qu = 18.7 KN/ m .

4.15.3 Design of Shear :

- Assume Ø 12 for main reinforcement:-

So, d = 25-2 -0.6 = 22.4 cm..

Take d= 22 cm

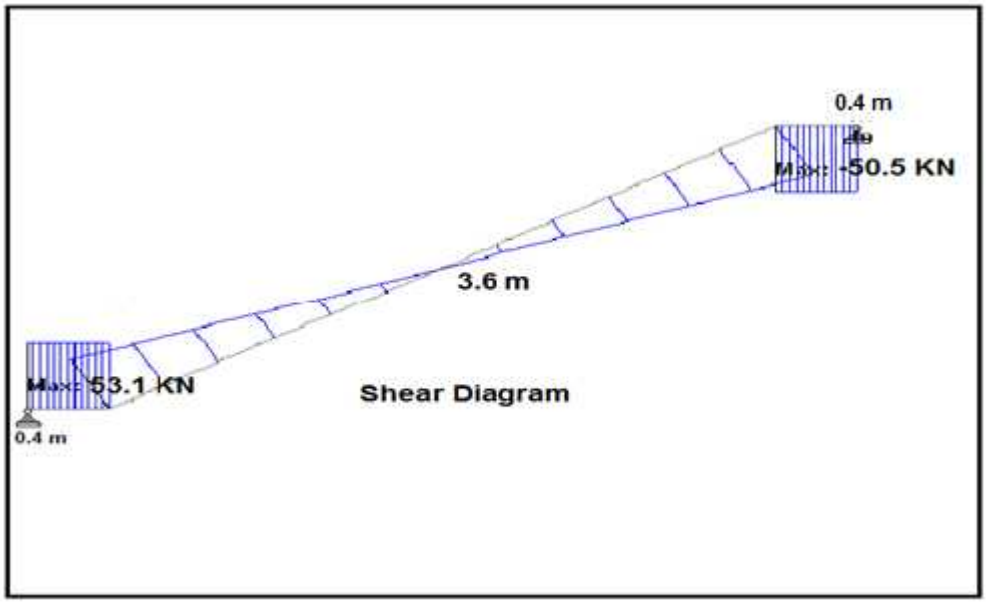


Fig.(4-32) *Shear diagram of stairs at section (A-A)*

- Vu = 53.1 KN .
- $\text{¤}Vc = \dfrac{\text{¤}\sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$
- $\text{¤}Vc = \dfrac{0.75 * \sqrt{24} * 1100 * 220}{6} = 148.2KN$
- Vu = 53.1 KN < Ø.Vc = 148.2 KN .

>>>>No shear Reinforcement is required. So the depth of the stair is OK.

4.15.4Design of Bending Moment :

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair

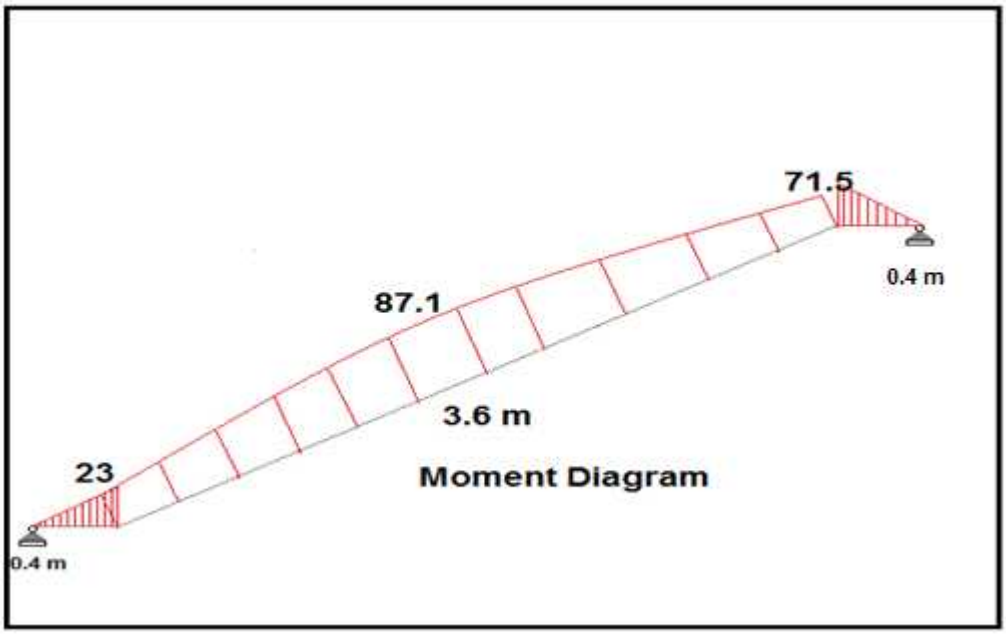


Fig.(4-33) *Moment diagram of stairs at section (A-A)*

Mu = 87.1 KN.m.

Mn req = Mu / 0.9 = 87.1 / 0.9 = 96.77 KN.m.

d = 22 cm.

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{96.77 * 10^6}{1100 * 220^2} = 1.82 MPa \ .$$

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

$$m = \frac{400}{0.85 \times 0.24} = 19.6$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*19.6*182}{400}}\right) = 0.00477.$$

As req = 0.00477*1100*220 = 1154.34 $mm^{2.}$

$$\mathbf{A}s\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$

$$\mathrm{A}s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(1100)(220) \geq \frac{1.4}{400}(1100)(220)$$

$\mathrm{A}s\ \min = 741 \quad \leq \quad 847$

# of bars =1154.34/113=10.2

Use 1Φ 12 @ 10 cm.

As provided=1243 > As req.……..**OK.**

Check for strain:

Tension = Compression

$A_s * fy = 0.85 * fc^{\backslash} * b * a$

$1243 * 400 = 0.85 * 24 * 110 * a$

$a = 22.16mm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{22.16}{0.85} = 26.1mm$

$£_s = \frac{220 - 26.1}{26.1} * 0.003$

$£_s = 0.0222 > 0.005 \longrightarrow ok$

4.15.4.1 Development length of the bars:

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

$$L_d = \frac{400}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 = 48.99cm.$$

L_d available > $L_{d\ req}$ = 48.99

4.15.4.2 Secondary reinforcement:

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 25 = 4.5 cm^2$$

Use Φ10 @ 15 cm

4.15.5 Stairs at section (A-A) Details:-

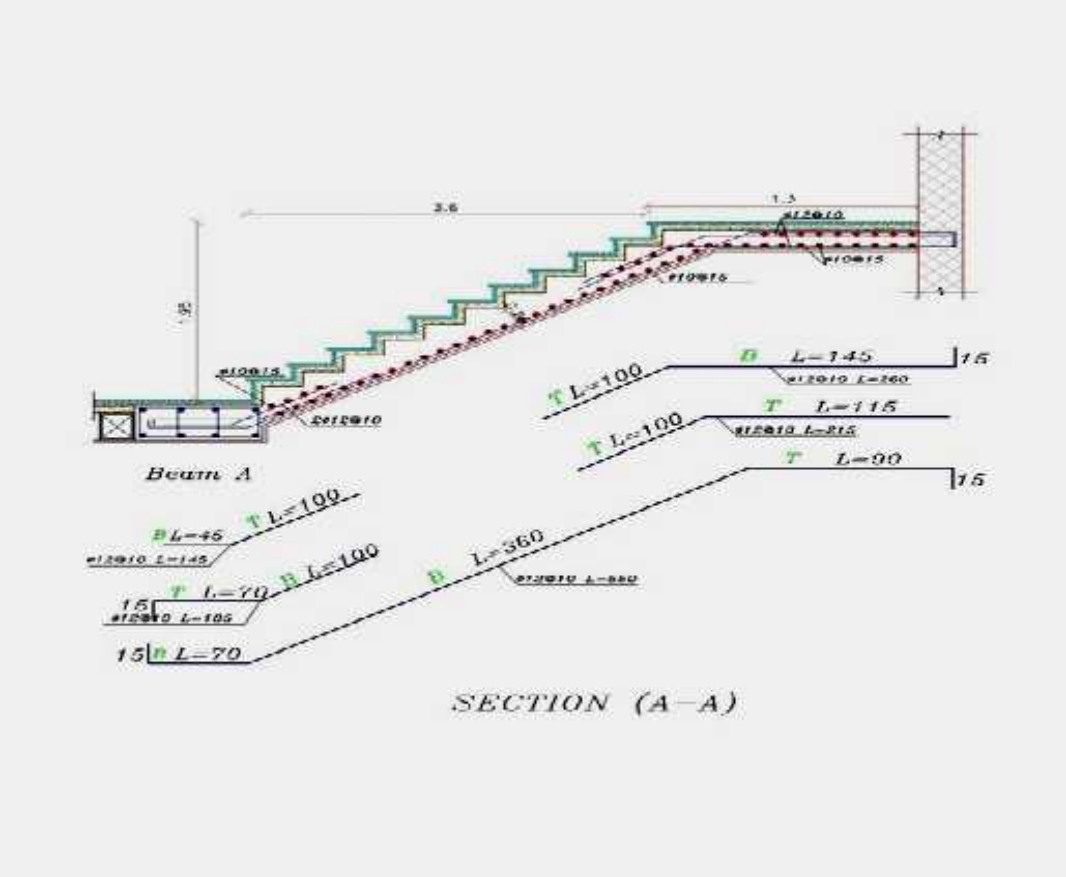


Fig.(4-34) *Stairs at section (A-A) details*

4.16 Design of One-way solid slab (stair slab):

Check if its one way

$$\frac{Ly}{Lx}=\frac{6.28}{3}=2.09>2.0 \quad ....One\ way$$

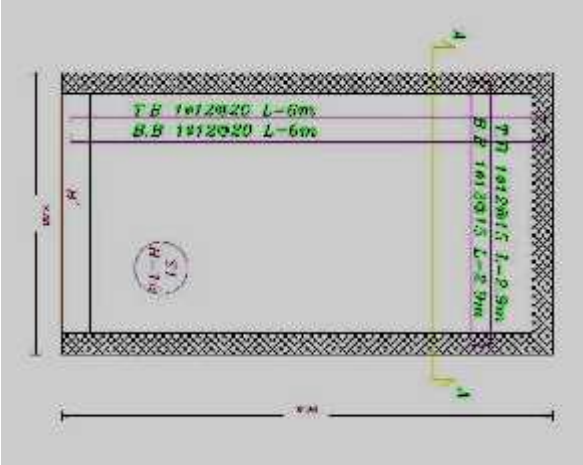


Fig (4– 35) Two Way Solid Slab

4.16.1 Determination of thickness and load calculation:

$$h=\frac{L}{20}=\frac{300}{20}=15cm$$

$$Select\ h=15cm$$

Load Calculation

$D.ead\ Load$:

$$tile=0.03*23=0.69KN/m^2$$

$$slab=25*0.15=3.75KN/m^2$$

$$morter=0.02*22=0.44KN/m^2$$

$$sand=0.12*16=1.12KN/m^2$$

$$plastering=0.03*22=0.66KN/m^2$$

$$load\ of\ \tan k=10\ KN/m^2$$

$$DL=0.69+3.75+0.44+1.12+0.66+10=16.66KN/m^2$$

$$snow\ load=1KN/m^2$$

$$qu=1.2*16.66+1.6*1.0=21.6KN/m^2$$

$$Mu=\frac{qu*L^2}{8}=\frac{21.6*3^2}{8}=24.3KN.m$$

4.16.2Design for positive moment:

d=15-3-1=11cm.

$$Mn=\frac{Mu}{0.9}=\frac{24.3}{0.9}=27KN.m$$

$$Rn=\frac{Mn}{bd^2}=\frac{27}{(1000)(110)^2}=2.23Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(2.23)}{400}}\right) = 0.006$$

A req $= \rho * b * d = 0.006 * 100 \cdot * 110 = 660$ mm²/m

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 * 1000 * 150 = 270 mm^2 / m$$

$$As_{\min} = \frac{1.4 * b * d}{Fy} = \frac{1.4 * 1000 * 110}{400} = 385\ mm^2 / m$$

Not Less than

$$As_{\min.} = \frac{0.25 * \sqrt{fc'} * b * d}{Fy} = \frac{0.25 * \sqrt{24} * 1000 * 110}{400} = 337\ mm^2 / m$$

$As > As_{\min}$

select 1¤12@15*cm* $\Rightarrow As = 678\ mm^2 / m$ .....*OK*

Check for Strain:

Tension =Compression

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

$678 * 400 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 13.3mm$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{13.3}{0.85} = 15.6mm$$

$$£_s = \frac{110 - 15.6}{15.6} * 0.003$$

$£_s = 0.018 > 0.005$ .....*ok*

4.16.3 Shrinkage & Temperature Reinforcement in top layer:

$As = 0.0018 * b * h$

$As = 0.0018 * 1000 * 150 = 270 mm^2 / m$

$Select\ \ 1¤12@20cm \Rightarrow As_{Provided} = 565 mm^2 / m\ \ .....OK$

4.17 Design of Shear wall:

4.17.1 Calculation of loads:

W Ground Floor = Weight of slab + Weight of stairs + 0.5* (Weight of upper columns &walls) = 1478.3 KN

W First Floor = Weight of slab + Weight of stairs + 0.5* (Weight of upper columns &walls + Weight of lower columns & walls) =1300 KN

W Second Floor = Weight of slab + Weight of stairs +(٠.٥ Weight of lower columns & walls) =1212.7 KN

W Total = W Ground + W First + W Second= 3991

I will take part number 2 which have area about =2450 m^2

4.17.2 Calculation of shear force on "shear walls":

From Uniform Building Code 1997(UBC), the total design base shear in a given direction shall be determine from the following formula :

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

The total design base shear need not exceed the following:

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

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

$$V = 0.11Ca.I.W \text{.....(Eq.30-5)}$$

h_n = $H_{Building}$ = 12 m

Where:

***Z* =** seismic zone factor as given in Table 16-I and its equals 0.30 .
***R* =** numerical coefficient representative of the inherent over strength and global ductility capacity of lateral force resisting systems, as set forth in Table 16-N or 16-P and its equals 5.50**.**
***I* =** importance factor given in Table 16-K and its equals 1.00 .
***Ca* =** seismic coefficient, as set forth in Table 16-Q and its equals 0.24 .
***Ct* =** numerical coefficient given in Section 1630.2.2 and its equals 0.0488 .
Cv = seismic coefficient, as set forth in Table 16-R and its equals 0.24 .
***hi, hn, hx* =** height in feet (m) above the base to Level *i, n* or *x,* respectively.

Eq…30-8 (UBC) $T = C_t (h_n)^{3/4}$

$T = 0.0488 * (12)^{3/4} = 0.315$

$V_1 = \frac{Cv * I}{R * T} W = \frac{0.45 * 1}{5.5 * 0.315} * W = 0.26 * W$

Not Exceed

$V_1 = \frac{2.5 * Ca * I}{R.} W = \frac{2.5 * 0.33 * 1}{5.5} * W = 0.15 * W$

And Not Less than

$V_1 = 0.11 * Ca * I * W = 0.11 * 0.33 * 1 * W = 0.0363 * W$

$\therefore \; V = 0.15 * W$.....*Control*

Ft = 0.07 x T xV = 0.07 x 0.315 x 1071 = 23.6 kN

$$Fx = \frac{(V - Ft) * w_x * h_x}{\sum_{i=0}^{n} (w_i * h_i)}$$

floor	W (KN)	V (KN)	H (m)	Ft (KN)	(V-Ft)	(W*h)	Fx	FX
Floor(3)	7140	1071	12	23.6	1047.4	85680	6627.9	6627.9
Floor(2)	3200	480	8	10.6	469.4	25600	1833	8460
Floor(1)	3200	480	4	10.6	496.4	12800	1833	10293.8
∑	13540					124080		

Table (4 – 3) Calculation of the total Fx.

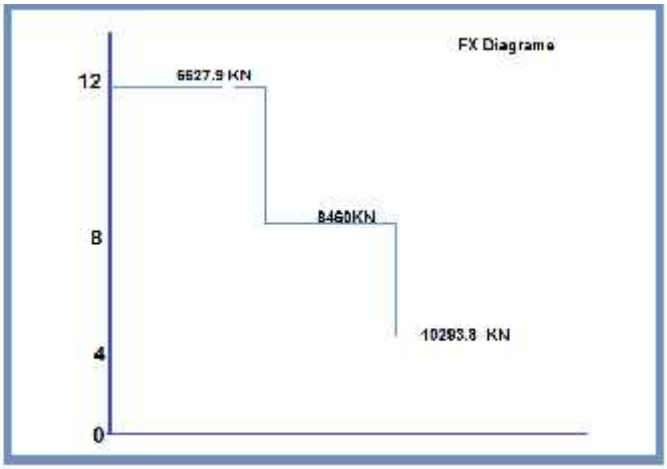


Fig. (4-36): Fx-Diagram

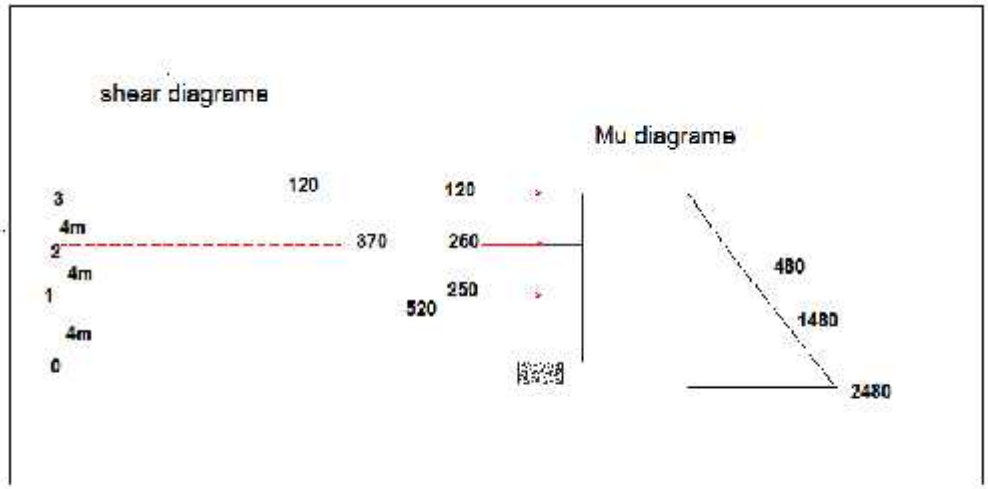


Fig. (4-37): Moment & Shear-Diagram for Shear Wall.

4.17.3 Shear Wall Design Parameters:

Fc =24 MPa

Fy =400 MPa.

h=30 cm. Shear wall thickness.

L_w=16.2 m (shear wall width)

Hw=12 m (Stories height)

4.17.4 Design of the Horizontal Reinforcement:

$Vu = 520 \ \ KN$

$fc' = 24 \ \ Mpa$

$Fy = 400 \ \ Mpa$

$Shear \ \ wall \ \ thickness(t) = 30cm$

$Shear \ \ wall \ \ width(L_w) = 5m$

$Shear \ \ wall \ \ height(h_w) = 12m$

d=0.8*Lw=0.8*5 =4 m.

Determination of effective depth (d)

According to (ACI 318-2008 11.9.4) For design for horizontal shear forces in plane of wall, d shall be taken equal to 0.8Lw , where Lw is the wall length.
d =0.8 *5.0 = 4 m

Calculating of shear reinforcement

$Vu = 520KN$

$Vn = \frac{Vu}{¤} = \frac{520}{0.75} = 693.3KN$

$Vc = \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * h * d$

$Vc = \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 0.3 * 5 = 1225KN$

$Vs = Vn - Vc = 693.3 - 1225 = -531.7$

$$\frac{Av}{S}=\frac{Vs}{Fy*d}=\frac{-531.7*10^3}{400*5000}=negative$$

Not Less than

$$\frac{Av}{S}=0.0025*h=0.0025*300=0.75mm$$

Select ¤10 $\Rightarrow Av=2*79=158mm^2$

$$\frac{Av}{S}=0.75\Rightarrow S=\frac{158}{0.75}=210mm$$

Select $S=20cm$

$\therefore$ *Use* $\Phi 10@20cm$

- ✓ According to (ACI 318-2008 11.9.9.3) Spacing of horizontal shear reinforcement shall not exceed the smallest of Lw /5, 3h, and 18 in., where Lw is the overall length of the wall. So

$$S_{\max.}=\frac{Lw}{5}=\frac{500}{5}=100cm$$

$$S_{\max.}=3*h=3*30=90cm$$

$$S_{\max.}=18*2.51=45.2cm$$

Select $S=20\ cm$

4.17.5 Design of vertical shear reinforcement:

$$Avn=\left[0.0025+0.5*\left(2.5-\frac{hw}{Lw}\right)*\left(\frac{Av_h}{S*h}\right)\right]*S*h$$

$$\frac{hw}{Lw}=\frac{12}{5}=2.4<2.5$$

$$\Rightarrow Avn=0.0025*S*h$$

Select ¤10@20*cm*

Check S max.

$$S_{\max.}=\frac{Lw}{3}=\frac{5000}{3}=167cm$$

$$S_{\max.}=3*h=3*30=90cm$$

$$S_{\max.}=18*2.51=45.2cm$$

Select $S=20\ cm$

Use ¤10@20*cm*

4.17.6 Design of moment:

Design of heavy loaded shear wall

$Mu = 2480 \;\; KN.m$

$C \geq \frac{Lw}{4.5} = \frac{5}{4.5} = 1.1$

$Cw = C - 0.1 * Lw$

$Cw = 3.6 - 0.1 * 1.1 = 3.49m$

$\Rightarrow Cw_{each\ boundary} = \frac{3.49}{2} = 1.745m$

$Select \;\; Cw = 1.745cm > 60cm$

$Asv = \frac{Lw}{S} * Avn$

$Asv = \frac{5}{0.3} * 1.58 = 26.4cm^2$

$\frac{Z}{Lw} = \frac{Asv * Fy}{2 + 0.85 * B1 * fc' * Lw * h}$

$\frac{Z}{Lw} = \frac{26400 * 400}{2 + 0.85 * 0.85 * 24 * 5000 * 300} = 0.203$

$Mu = 0.9 * 0.5 * Asv * Fy * Lw * \left(1 - \frac{Z}{Lw}\right)$

$Mu = 0.9 * 0.5 * 0.0264 * 400 * 5 * (1 - 0.203) = 1.894MN.m$

$Mu_{Design} = 2480 - 1894 = 586KN.m$

$Mn = \frac{Mu}{¤} = \frac{586}{0.9} = 651.1KN.m$

$As_{req} = \frac{Mn}{Fy * (Lw - Cw)} = \frac{651.1 * 10^6}{400 * (5000 - 1745)} = 500mm^2$

$As_{req.} = 500mm^2$

$Select \;\; 2¤14 - - - As = 616mm^2$

$As_{\Pr ovided} = 616mm^2 > As_{req.} = 500mm^2$

4.18 Design of steel

4.18.1 Load calculation

1-Dead load: (for 1 m)

Load on praline :
1-load of corregated sheet = 0.15 KN/m^2= 0.15*1=0.15 KN/m
2- dead load of praline =0.25 KN/m
3-dead load of istalation =0.1 KN/m
Truss dead load =1.9 KN/m
➔total dead load =2.4 KN/m=50 psf

2-Snow load:

qs=SxC

S:basic value of snow load light of region over the sea level

C: reduction factor to consider the slope

3-Wind load calculations:

Design wind pressures for buildings and structures shall be determined for any height in accordance with the following formula:
$P = Ce * Cq * qs * Iw$

Where:

Ce =combined height, exposure and gust factor coefficient as given in Table 16-G.
Cq =pressure coefficient for the structure or portion of structure under consideration as given in Table 16-H.
Iw =importance factor as set forth in Table 16-K.
P =design wind pressure.
qs =wind stagnation pressure at the standard height of 33 feet) 10.0 m (as set forth in Table 16-F.

From table 16-G in the UBC, the value of Ce for Exposure C depends on the floor height and its value for each floor is shown in the calculation table below .
$Cq = 1.6 ... from\ table\ 16 - H\ in\ UBC$
$Iw = 1.0$
qs :from table 16-F, and by assume the wind velocity equal to 70 Km/h

Factored load

$q_u = 1.2D_R + 1.6S$

4.18.2 Design Values for praline :

$Vu_{\max.} = 13.9kip$

-yielding limit state :

$\phi.Tn \geq Tu$

$\phi xfyxA_{req} \geq Tu$

$0.9 \times 36 \times A_{req} \geq 13.9kip$

$\Rightarrow A_{req.} = 0.43in^3$

-Stifness limite state:

$\frac{L}{r} \leq 300$

$\Rightarrow r = 0.3"$

$Select \rightarrow tube 8 \times 4 \times \frac{1}{2}"$

$Ag = 0.5 > Ag_{req.} = 0.43in^2$

$r = 2.69 > r_{req.} = 0.3"$

4.18.3 Design of Truss :

Load on truss

- Snow load (S)
- Roofing load (D_R)
- Truss dead load (D_T)

Maximum internal forces on truss member from sap programe:

- Diagonal members $Td = 61\,kip$
- Vertical members $Fv = 37kip$
- Top members $F_{Top} = 131kip$
- Bottom members $F_{Bottom} = 122kip$

4.18.3.1 Design Of the diagonal member :

✓ Yielding limit state

$\phi . Fy . Ag \geq Tu$

$0.9 \times 36 \times Ag \geq 61$

$\Rightarrow Ag_{req.} = 1.88 in^2$

✓ Stiffness limit state

$\frac{L}{r} \leq 300$

$\Rightarrow r = 0.433"$

$Select \rightarrow tube\ 3 \times 2 \times \frac{1}{4}"$

$Ag = 2.09 > Ag_{req.} = 1.88 in^2$

$r = 1.03 > r_{req.} = 0.433"$

4.18.3.2 Design of vertical members:

- After the analyses of the truss, the maximum force that acts on the vertical members is the force which acts on the member above the support which equal to➔ $Fv = 37 kip$

This member will be design using tube section, and will be consider as a column since it resist a compression force.

$Assume.... \frac{kL}{r} = 100$

$\Rightarrow F_{Critical} = 22 ksi$

$\phi . F_{Critical} . Ag_{req.} \geq Pu$

$Ag_{rec.} \geq \frac{37}{0.85 \times 22}$

$Ag_{req.} \geq 1.97 in^2$

$\Rightarrow Select...tube\ 3 \times 2 \times \frac{1}{4}"$

$Ag = 2.09 in^2$

$r_x = r_y = r = 1.03$

$kx = ky = k = 1.0$

$\rightarrow \frac{k.L}{r} = 37.5$

Check local plate buckling

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{3}{0.25} = 12$$

$$\lambda_r = 22.4 \ldots . from..table\ 6.16.2$$

$$\rightarrow \lambda < \lambda_r$$

>>> No local plate buckling

$$\lambda_c = \frac{k.L}{r}\sqrt{\frac{Fy}{®^2.E}}$$

$$\lambda_c = 37.5\sqrt{\frac{36}{3.14^2 \times 29000}} = 0.421$$

$$\Rightarrow \lambda_c < 1.5$$

$$\therefore Short - column$$

$$F_{critical} = (0.658)^{\lambda c^2} \times Fy$$

$$F_{Critical} = (0.658)^{0.421^2} \times 36 = 33.426 ksi$$

$$¤.F_{critical}.Ag = 0.85 \times 33.426 \times 2.09 = 59.4 kip$$

$$\rightarrow 59.4 > Pu = 37 kip$$

4.18.3.3 Design of Top and Bottom members:

$$T_{Bottom} = 131 kip$$

$$P_{Top} = 122 kip$$

$$kx = ky = 1.0$$

Design of Top member

- The top member will be design using tube profile.
- The top member is considered as compression member since it resist a compression force.

$$Assume... \frac{k.L}{r} = 100$$

$$\Rightarrow F_{Critical} = 22 ksi$$

$$¤.F_{Critical}.Ag_{req} \geq Pu$$

$$0.85 \times 22 \times Ag_{req.} \geq 131$$

$$\rightarrow Ag_{req.} \geq 7 in^2$$

$$Select...tube\ 7x4x\frac{3}{8}$$

$$Ag = 7.33 in^2, rx = ry = 2.45$$

Check local plate buckling

$$\lambda_c = \frac{k.L}{r}\sqrt{\frac{Fy}{\pi^2.E}}$$

$$\lambda_c = 101\sqrt{\frac{36}{3.14^2 \times 29000}} = 1.13$$

$$\Rightarrow \lambda_c < 1.5$$

$$\therefore Short - column$$

$$F_{critical} = (0.658)^{\lambda c^2} \times Fy$$

$$F_{Critical} = (0.658)^{1.13^2} \times 36 = 21.1ksi$$

$$\phi.F_{critical}.Ag = 0.85 \times 21.1 \times 7.33 = 131.5kip$$

$$\rightarrow 131.5 > Pu = 131kip$$

4.18.3.4 Design of bottom member:

$$tube \;\; 6x4x\frac{1}{4}$$

$$Ag = 4.59in^2$$

$$rx = ry = 2.19$$

Yielding limit state

$$\phi.Tn = \phi.Fy.Ag$$

$$\phi.Tn = 0.9 \times 36 \times 4.59 = 148.7kip$$

$$\phi.Tn = 148.7kip > Tu = 122kip$$

Stiffness limit state

$$\frac{L}{r} \le 300$$

$$r_{req.} \ge \frac{L}{300} = 0.36$$

$$r_{Profile} = 2.19 > r_{req.} = 0.36$$

From design programe the following result obtain :

Praline: tube200*100*10 mm
diagonal member : tube 60*40*4 mm
vertical members: tube60*40*4 mm
bottom member: tube 140*80*8 mm
top member: tube 160*80*8 mm

الفصل الخامس

5 النتائج والتوصيات

(1-5) المقدمة.

(2-5) النتائج .

(3-5) التوصيات.

1.5المقدمه:

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد الى الكثير من الامور، بعد دراسة جميع المتطلبات تم اعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة للمنشأة المحمية لذوي الاحتياجات الخاصة.

وتم اعداد المخططات الانشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء، ويقدم هذا التقرير شرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والانشائية للمبنى.

2.5 النتائج:

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادرا على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.
2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
3. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى، ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.
4. لقد تم استخدام نظام عقدات (Two-Way Ribbed Slab) في جميع العقدات نظرا لطبيعة وشكل المنشأ. كما تم استخدام نظام عقدات (One-Way Ribbed Slab) في اجزاء معينة من الطوابق، كما تم استخدام نظام العقدات المصمتة (Solid Slab) لبيوت الدرج والمصاعد، نظرا لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.
5. برامج الحاسوب المستخدمة :

هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدمها في هذا المشروع وهي:

a) AUTOCAD 2008 : و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
b) STAAD PRO: وذلك لإجراء التحاليل الإنشائية لبعض العناصر الإنشائية.

c) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.

d) (Office 2007) : تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع.

6. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.

7. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

3.5 التوصيات:

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم. حيث نود هنا ــ من خلال هذه التجربة ــ أن نقدم مجموعة من التوصيات، نأمل بأن تعود بالفائدة والنصح لمن يخطط لاختيار مشاريع ذات طابع إنشائي.

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم إختيار مواد البناء مع تحديد النظام الإنشائي للمبنى. ولابد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحمل تربة الموقع، من خلال تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق الهندسي المعماري. ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة، بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في كافة أنحاء المبنى؛ ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.

الفصل السادس

6 الملاحق

Appendix (A)
Architectural Drawings

Appendix (B)
Structural Drawings

Appendix (C)

Appendix (A)
Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (B)
Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (C)

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)†	$\ell/480^‡$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections		$\ell/240^§$

* 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 (١)
أوزان المواد

المـادة	الوزن (كن/م٣)
الإسمنت سائب وفي أكياس	16.000
الرمل الطبيعي (غير مدموك)	14.200
الرمل الطبيعي (مدموك)	16.400
الركام الطبيعي (غير مدموك)	18.000 – 15.000
الركام الناعم ناتج عن كسر الحجر الجيري (غير مدموك)	13.900
الركام الناعم ناتج عن كسر الحجر الجيري (مدموك)	15.900
الركام الخشن ناتج عن كسر الحجر الجيري (فوليه ، غير مدموك)	12.400
الركام الخشن ناتج عن كسر الحجر الجيري (فوليه ، مدموك)	14.500
الركام الخشن ناتج عن كسر الحجر الجيري (عدسية ، غير مدموك)	12.900
الركام الخشن ناتج عن كسر الحجر الجيري (عدسية ، مدموك)	14.600
الركام الخليط (فوليه وعدسية ، غير مدموك)	12.900

جدول رقم (٦)
الأحمال الحية للأرضيات و العقدات

نـوع المبـنى		الاستعمال (الاشغال)	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عـلم	خـاص		كن/م٢	كن
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	غـرف النوم	2.000	1.800
	منـازل الطلبة وما شابهها	غرف وقاعات النوم	2.000	1.800
المباني العامة	القاعـات العامـة وقاعـات التجمـع والمسـاجد والكنـائس وقاعـات التدريس والمسارح ودور السينما وقاعـات التجمـع فـي المـدارس والكليـات والنـوادي والمـدرجات المسـقوفة والقاعـات الرياضـية المغلقة	مقاعد ثابتة	4.000	-
		مقاعد غير ثابتة	5.000	3.600

علم(٢٠١٠-٢٠١١)

الفعاليات / الأسابيع	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	١٧	١٨	١٩	٢٠	٢١	٢٢	٢٣	٢٤	٢٥	٢٦	٢٧	٢٨	٢٩	٣٠	٣١
اختيار المشروع																															
دراسة المخططات المعمارية																															
توزيع الأعمدة																															
دراسة المبنى إنشائياً																															
التحليل الإنشائي																															
التصميم الإنشائي																															
إعداد المخططات																															
كتابة المشروع																															
عرض المشروع																															

(٥-١) جدول الترتيب الزمني.

ملاحظة:

المربع الأحمر في منتصف الجدول يشير الى موعد تسليم مقدمة **المشروع في الأسبوع الرابع عشر.**

المربع الأحمر في آخر الجدول يشير الى موعد تسليم المشروع في الاسبوع **الثلاثون** .