

بسم الله الرحمن الرحيم



كلية الهندسة و التكنولوجيا  
دائرة الهندسة المدنية و المعمارية  
جامعة بوليتكنك فلسطين

## التصميم الإنشائي أكاديمية في مدينة الخليل

فريق العمل

:

.

تقرير

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا  
جامعة بوليتكنك فلسطين  
لوفاء بجزء من متطلبات الحصول على درجة البكالوريوس  
في الهندسة تخصص هندسة الـ

الخليل- فلسطين

حزيران – 2011

بسم الله الرحمن الرحيم

شهادة تقييم

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل - فلسطين



في مدينة الخليل

أكاديمية

التصميم

فريق العمل

إسماعيل

عمار يوسف عصفرة

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

توقيع المشرف

.....

توقيع اللجنة المناقشة

.....

توقيع رئيس الدائرة  
خليل كرامة.

.....

حزيران -

## الإهداء

- المعلم الأول سيد البشرية ..... ۞ لى الله عليه وسلم.
- هم أحق منا بالحياة..... الشهداء .
- ..... إلى من كسروا قيد السجان .
- إلى أنشودة الصغر وقدوة الكبر إلى أبي العزيز .
- نبح العطاء وسيل الحنان أمي العزيزة .
- هبة السماء إلى أصدقائي الأوفياء .
- هل العلم إلى
- من أحبني وأحبيته.
- نقدم هذا الـ

فريق العمل

## الشكر والتقدير

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

نتقدم بجزيل الشكر والامتنان

إلى جامعتنا العزيزة ...جامعة بولتيكنيك فلسطين .

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ....بطاقتها التدريسي و الادراي

إلى المشرف على هذا البحث الدكتور ....

كل من ساهم في انجاز هذا الـ

فريق العمل

## التصميم الإنشائي لمبنى أكاديمية القاسمي

جامعة بوليتك نك فلسطين

تعتبر مدينة الخليل من أكبر المدن الفلسطينية من حيث المساحة وعدد السكان فهي بحاجة الكثير من مرافق العلم والمعرفة لذا فإن وجود عدد من المباني التعليمية ضرورة ملحة تجعل من أولويات المشرف التفكير في عمل التصميم الإنشائي لمبنى أكاديمية القاسمي.

في هذا البحث سوف يتم الوقوف في هذا المشروع شأن ما ماثله من مشاريع يقوم على دراسة المخططات المعمارية المقترحة للمشروع والتعديل عليها وفق ، ثم الانتقال إلى العمل الإنشائي بدءاً بتوزيع ، وتحديد الأحمال ، فضل الذي سيتم اختياره بكل ما يحويه من عناصر إنشائية، لننتقل بعد ذلك إلى التصميم الإنشائي الكامل لكل عنصر من العناصر الإنشائية، وننتهي أخيراً بعمل المخططات الإنشائية التنفيذية بشكل كامل ومفصل لكل منها.

من الجدير بالذكر انه سيتم ديد الأحمال الحية، (Ubc-97) لتحديد أحمال الزلازل، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي سوف يتم تصميم المقاطع باستخدام الكود الأمريكي (ACI-318\_2005) انه سيتم التصميم Autocade2007, Safe, Etabs , Atir , Microsoft Office , Staad-Pro2007 وغيرها.

يتوقع أن يتم الخروج عدد من النتائج تتمثل في ربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة ، حيث تحليل وتصميم جميع العناصر الإنشائية وبيان تأثير كل عنصر من العناصر على الآخر، ومن ثم عمل المخططات الإنشائية التنفيذية بشكل كامل ومفصل لكل منها ليتم تنفيذ المشروع على أرض الواقع.

# Structural Design for the building of Academy of Al-qasmi

Prepared by

Ammar Y.Asafrah Tamer I.Atawneh Mohamad M.Al-tel

Palestine Polytechnic University

## Abstract

The city of Hebron is considered as the largest Palestinian city in terms of area and population, it needs a lot of facilities for science and knowledge, so the presence of a number of educational buildings is an urgent need to make a priority of the work supervisor in the work of thinking about structural design of the building "Academy of Al-qasmi"

In this project many useful previous studies and projects will be used as guidelines to help through project, such as old graduation projects and civil engineering studies, and is based on the study of architectural plans proposed for the project and modify them as needed, then move on to construction work starting with the distribution of the columns and then the beams, and determine loads that affect on the building and system construction, which will be the best choice of all its content of elements of construction, to move on after that to complete the structural design for each element of the structural elements, and finally finish the work of construction and operational plans fully and in detail each of them.

For structural design of this project, Jordanian Construction Code will be used for determining live loads, where ACI-318-05 code well be used for structural analysis and design for all structural elements, and some of the computer design software will , Atir, and Office2007, Staad-Pro2007...etc be used, such as Autocad2007.

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

## Table of Contents

### الفهرس

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

<u>رقم الصفحة</u>	المق دم	الفصل الأول
	دمة	-
	نظرة عامة	-
	مشكلة المشروع	-
	أسباب اختيار المشروع	-
	أهداف المشروع	-
	نطاق المشروع	-
	خطوات المشروع	-
	وصف المشروع	-
	الوصف المعماري	الفصل الثاني
	مقدمة	-
	لمحة عامة عن المشروع	-
	موقع المشروع	-
	أهمية الموقع	-
	حركة الشمس والرياح	-
	وصف الحركة	-
	العناصر المعمارية	-
	وصف الواجهات	-
	الواجهة الغربية	-

الواجهة الشمالية . . . .	
الواجهة الجنوبية . . . .	
الواجهة الشرقية . . . .	
وصف الطوابق - - -	
مراج التسوية . . . .	
الطابق الأرضي . . . .	
الطابق الأول . . . .	
الطابق الثاني . . . .	
الطابق الثالث . . . .	
الطابق الرابع وحتى السابع . . . .	
الطابق الثامن والتاسع . . . .	
الطابق العاشر . . . .	
الوصف الإنشائي	الفصل الثالث
مقدمة	-
هدف التصميم الإنشائي	-
الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل	-
الأحمال	-
الأحمال الميتة . . . .	
الأحمال الحية . . . .	
الأحمال البيئية . . . .	
أحمال الثلوج . . . .	
أحمال الرياح . . . .	
أحمال الزلازل . . . .	
أحمال الاتكماش والتمدد . . . .	
الاختبارات العملية	-
العناصر الإنشائية	-
العقيدات . . . .	
الجسور . . . .	
الأعمدة . . . .	
جدران القص . . . .	
الأساسات . . . .	
الأدراج . . . .	

<b>"Structural Analysis and Design"</b>		<b>الفصل الرابع</b>
Introduction.		4-1
Determination of thickness of ribbed slabs.		4-2
Loads Calculation.		4-3
Design of topping.		4-4
Design of ribs (R01) at Ground floor.		4-5
Design of negative moment for rib (R01).	4.5.1	
Design of positive moment for rib (R01).	4.5.2	
Design of shear for rib (R01).	4.5.3	
Design of Beam(B07)at Ground floor.		4-6
Design of negative moment for beam (B07).	4.6.1	
Design of positive moment for beam (B07).	4.6.2	
Design of shear for beam (B07).	4.6.3	
Design of beam (B32) I-section.		4.7
Design of moment for beam (B32).	4.7.1	
Design of shear force for beam(B32).	4.7.2	
Design of One-way solid slab.		4.8
Determination of thickness for solid slab.	4.8.1	
Load Calculation.	4.8.2	
Design for positive moment.	4.8.3	
Design of negative moment.	4.8.4	
Shrinkage & Temperature Reinforcement in top layer	4.8.5	
Chick for shear.	4.8.7	
Design of Stairs.		4.9
Determination of Slab Thickness.	4.9.1	
Load Calculation.	4.9.2	
Design Against Shear	4.9.3	
Design Against Bending	4.9.4	

<b>Design of Landing.</b>	<b>4.9.5</b>	
<b>Design Against Shear.</b>	<b>4.9.5.1</b>	
<b>Design Against Bending.</b>	<b>4.9.5.2</b>	
<b>Design of two way ribbed slab.</b>		<b>4.10</b>
<b>Determine of thickness of two way ribbed slab.</b>	<b>4.10.1</b>	
<b>Loads Computation.</b>	<b>4.10.2</b>	
<b>Shear design.</b>	<b>4.10.3</b>	
<b>Flexural design.</b>	<b>4.10.4</b>	
<b>Design of negative moment.</b>	<b>4.10.4.1</b>	
<b>Design of Positive moment.</b>	<b>4.10.4.2</b>	
<b>Design of Column.</b>		<b>4.11</b>
<b>Design of Short Column (Col.63).</b>	<b>4.11.1</b>	
<b>Load Calculation.</b>	<b>4.11.1.1</b>	
<b>Design of Main Reinforcement.</b>	<b>4.11.1.2</b>	
<b>Design of Tie Reinforcement.</b>	<b>4.11.1.3</b>	
<b>Design of long column.</b>		<b>4.11.2</b>
<b>Loads Calculation.</b>	<b>4.11.2.1</b>	
<b>Determination of <math>A_{greq}</math>.</b>	<b>4.11.2.2</b>	
<b>Check Slenderness Effect.</b>	<b>4.11.2.3</b>	
<b>Design of the Reinforcement.</b>	<b>4.11.2.4</b>	
<b>Design of Shear wall.</b>		<b>4.12</b>
<b>Load Calculation.</b>	<b>4.12.1</b>	
<b>Calculation of shear force on "shear walls".</b>	<b>4.12.2</b>	
<b>Shear Wall Design Parameters.</b>	<b>4.12.3</b>	
<b>Design of Horizontal Reinforcement.</b>	<b>4.12.4</b>	
<b>Design of Vertical reinforcement.</b>	<b>4.12.5</b>	
<b>Design of Basement wall.</b>		<b>4.13</b>
<b>Loads Calculation.</b>	<b>4.13.1</b>	
<b>Thickness Calculation.</b>	<b>4.13.2</b>	

Wall Design.	4.13.3	
Design of Secondary Reinforcement.	4.13.4	
Check for Shear.	4.13.5	
Design of Footing.		4. 14
Design of Isolated Footing (F01).	4.14.1	
Loads Calculation.	4.14.1.1	
Determine the Footing Area.	4.14.1.2	
Determine the Depth of Footing Based on Shear Strength.	4.14.1.3	
Check Transfer of Load at Base of Column.	4.14.1.4	
Design for Bending Moment.	4.14.1.5	
Development length.	4.14.1.6	
Design of Wall Footing.		4.14.2
Determination of Footing Depth.	4.14.2.1	
Check shear action.	4.14.2.2	
Design for Flexure.	4.14.2.3	
Development length.	4.14.2.4	
Design of Dowel Bars.	4.14.2.5	
Design Of Spherical Shell Dome.		4.15
Loads Calculation.	4.15.1	
Analysis of internal forces.	4.15.2	
Tension reinforcement (radial reinforcement).	4.15.3	
Compression reinforcement (meridian reinforcement)	4.15.4	

النتائج و التوصيات

الفصل الخامس

النتائج

-

التوصيات

-

الملاحق

المصادر والمراجع

## فهرس

كثافة المواد المستخدمة في العناصر الإنشائية	-
الأحمال الحية في المباني المختلفة	-
Loads computation for beam (B07)	-
Calculation of the total Fx.	-



مقطع توضيحي في الدرج	-
	-
Geometry diagram of rib. (R01)	4-1
Load diagram of rib. (R01)	4-2
Moment diagram of rib. (R01)	4-3
Shear diagram of rib. (R01)	4-4
Geometry diagram of Beam (B07)	4-5
Load diagram of Beam (B07)	4-6
Moment diagram of Beam (B07)	4-7
Shear diagram of Beam (B07)	4-8
moment and shear of beam (B32).	4-9
One-Way Solid Slab Plane.	4-10
Moment Diagram of One-Way Solid Slab.	4-11
Shear Diagram of One-Way Solid Slab.	4-12
Cross Section for the Staircase.	4-13
Shear Diagram of Staircase.	4-14
Moment Diagram of Staircase.	4-15
Top View Landing.	4-16
Section in Stair's Landing.	4-17
section of perimeter beam.	4-18
Top View slab.	4-19
section of rib in X-direction.	4-20
section of rib in Y-direction.	4-21
Etolite block.	4-22
Details of Column (Col-63).	4-23
Details of Column (Col-35) .	4-24

FX-diagram.	4-25
Shear & Moment Diagram For Shear Wall.	4-26
Shear Wall Detail.	4-27
Geometry of Basement Wall.	4-28
Geometry of Footing (F01).	4-29
Details of Wall footing.	4-30
Geometry of spherical shell dome.	4-31
$N_r$ , $N_s$ from snow loads.	4-32
$N_r$ , $N_s$ from dead load(self weight & finishing).	4-33
$N_r$ , $N_s$ from load combination.	4-34

## *List of Abbreviations*

- **A<sub>c</sub>** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **A<sub>s</sub>** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- **A<sub>g</sub>** = gross area of section.
- **A<sub>v</sub>** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **A<sub>t</sub>** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **b<sub>w</sub>** = web width, or diameter of circular section.
- **C<sub>c</sub>** = compression resultant of concrete section.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **E<sub>c</sub>** = modulus of elasticity of concrete.
- **f<sub>c</sub>'** = compression strength of concrete .
- **f<sub>y</sub>** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **L<sub>n</sub>** = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- **LL** = live loads.
- **L<sub>w</sub>** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **M<sub>u</sub>** = factored moment at section.
- **M<sub>n</sub>** = nominal moment.
- **P<sub>n</sub>** = nominal axial load.
- **P<sub>u</sub>** = factored axial load
- **S** = Spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **V<sub>c</sub>** = nominal shear strength provided by concrete.

- $V_n$  = nominal shear stress.
- $V_s$  = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- $V_u$  = factored shear force at section.
- $W_c$  = weight of concrete.
- $W$  = width of beam or rib.
- $W_u$  = factored load per unit area.
- $\phi$  = strength reduction factor.
- $\epsilon_c$  = compression strain of concrete = 0.003.
- $\epsilon_s$  = strain of tension steel.
- $\epsilon'_s$  = strain of compression steel.
- $\rho$  = ratio of steel area.
- $F_y$  = yield stress.
- $Z_x$  = plastic modulus.
- $b_f$  = flange width.
- $t_f$  = flange thickness.
- $t_w$  = web thickness.

- 
- . -
  - . -
  - . -
  - . اختيار -
  - . أهداف المشروع. -
  - . -
  - . -
  - . -

## - مقدمة:

لا شك في أن حياة الإنسان لا تخضع بأي حال من الأحوال لقوانين الثبات والروتين فبين الفينة والأخرى يسطر الإنسان بما أودع الله فيه من عقل اكتشافاً جديداً في كل ميادين العلم والمعرفة. فقد أعلنها حرباً على الجهل وبلا هوادة لينير الدرب أمامه وهو يشق طريقه إلى المستقبل المجهول. حيث أن هذا الإنسان بحث ولا يزال يبحث عن التطور ومواكبة كل ما هو جديد لراقي هذه الشعوب ولأن هذا الشعب المحتل الذي أبى ان يكون منافساً في ميادين العلم والمعرفة وبرغم كل اشكال العذاب التي يعذب إلا انه كان لزاماً عليه ان يسخر كل ما يخدم مجتمعه الوحيد ظلماً الليل الكئيب ليخرج هذا المجتمع العلماء والمفكرين والمهندسين.

قيل أن العلماء مصابيح الأرض ولكن القول أن الجامعات هي مصانع هذه المصابيح العلمية العالية والثقافة الفنية الرفيعة لا تنبجسان إلا من هذه ((الينابيع)) الثرة الغزيرة التي تمد عقول الرجال الشباب بالخصب والحياة.

والملاحظ أن المدارس الثانوية أو ما هو في حكمها ودرجتها إذا كانت تقلل كمية الجهل وتكثر سواد المتعلمين فإنها لا تؤدي الرسالة العلمية التي ننشدها ولا تهبيئ مصابيح الأرض العلماء.

وبما أن العلم هو من حضارة هذه الأمة وهدفها المنشود وسلاحها المعهود للوقوف بوجه كل التحديات لإثبات أننا شعب يعشق الحياة ويستتشق هواء التطور كان لزاماً علينا  
ومن هذه الجامعات والمعاهد والكليات كما بناء المدارس والمستشفيات ...

- :

منذ أن وجد الإنسان على هذه البسيطة وهو يسعى دوماً بجهد دؤوب ليحقق لنفسه أفضل ظروف الحياة والمعيشة والازدهار والتقدم. وكانت نتائج هذه الجهود أشكال التطورات الحاصلة في كل ميادين الحياة البشرية ومجالاتها

التعليمية والأكاديمية من أهم الأشياء التي خضعت على الدوام للتطوير والتقدم ومن هذه

التعليمية أكاديمية القاسمي في مدينة الخليل الذي يعتبر محور الدراسة في هذا المشروع؛

أكاديمية القاسمي من عناوين التقدم هذه المدينة.

لذا ولأهمية هذا المنشأ وجماله المعماري الخلاب والحاجة الكبرى لأقامته وقع اختيارنا على مبنى أكاديمية

، لإجراء دراسة إنشائية متكاملة تشمل التحليل الإنشائي وتصميم العناصر المختلفة للمبنى للوصول

تصميم متكامل يتمتع بالجمال والمتانة والاقتصاد.

مبنى أكاديمية القاسمي ومتطور يواكب التقدم العلمي و فلسطين

وقد تم الحصول على التصميم المعماري للمشروع من الاستشارية الفلسطينية للخدمات الهندسية حيث

قام بتصميم هذا المشروع معمارياً . سناء أبو شعيرة.

بمساحة إجمالية تفوق ( ) متر مربع وتحتوي على فعاليات

متنوعة وحديثة وموقف للسيارات للمياه.

- :

تتمثل مشكلة هذا المشروع في عمل التصميم الإنشائي ديمية القاسمي ها كون ميداناً لهذا البحث؛ وفي هذا المجال سوف يتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل وغيرها من لعناصر الإنشائية بتحديد الأحمال الواقعة عليه. مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان جانب الاقتصادي ومن ثم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها؛ لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ.

### - أسباب اختيار المشروع:

هناك عدة أسباب دفعت إلى اختيار هذا المشروع؛ منها أسباب تتعلق بطبيعة المشروع كونه تعليمي وأخرى تعود إلى أسباب شخصية يمكن تلخيصها على النحو التالي:

#### الأسباب المتعلقة بطبيعة المشروع:

. الحاجة الملحة لوجود مباني جامعية في مدينة الخليل ذلك بما يتناسب مع الزيادة السكانية التي تحظى بها المدينة للنهوض بمستوى مدينتنا مدينة خليل الرحمن ولو كان ذلك بالتصميم الإنشائي لمبنى أكاديمية ولذا جاء هذا المشروع مساهمة للنهوض بالمستوى التعليمي والمدينة.  
. من جهة أخرى فإن تصميم من هذا النوع يسهم في إحياء المنطقة المقترح إقامة المشروع عليها نظراً لوقوعها قرب مسجد الحرس، وسهولة الوصول إليه وإطلاله على شارع رئيسي يصل بين وشارع عين سارة وسهولة حركة المواصلات المؤدية من وإلى الموقع.

#### الأسباب الشخصية:

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

## - أهداف المشروع:

يهدف هذا المشروع يلي :

- عمل التصميم الإنشائي المتكامل وإعداد المخططات الخاصة بكل عنصر من العناصر الإنشائية ليكون هذا المشروع متكاملًا دون التأثير على الطابع المعماري والحركة داخل هذا المبنى.
  - تطبيق المكتسبات النظرية على مدى السنوات الدراسية الماضية وما أضافه التدريب الميداني في عمل هذا التصميم وربط هذه المعلومات مع بعضها البعض .
  - اكتساب المهارة في التعامل مع برامج الحاسوب التي سيتم استخدامها في التصميم الإنشائي .
  - التدريب على كيفية التنسيق بين الوظيفتين الإنشائية و المعمارية للعناصر المختلفة التي يتألف منها الم .
  - إعداد المخططات الإنشائية التنفيذية التفصيلية.
- ولتحقيق هذه الأهداف، تم اختيار أكاديمية القاسمي إنشائها لتصميمه إنشائيا و إعداد كافة المخططات التفصيلية في نهاية المشروع.

- :

تضمن حدود المشروع في تصميم العناصر الإنشائية المختلفة، حيث سيتم عمل تصميم متكامل لهذه

وعمل المخططات الإنشائية المتكاملة بجميع تفاصيلها.



- :

ناسقت محتويات هذا المشروع مع التسلسل العملي للخطوات التي يتضمنها، حيث يقع في

:

- . : يحتوي على مقدمة عن المشروع اشتملت على مشكلة المشروع، أسباب اختيار المشروع ، أهدافه، والخطوات المتبعة لعمل المشروع.
- . : يحتوي على الوصف المعماري للمشروع؛ من حيث الموقع، المساحة، وصف الواجهات
- . ...
- . : تناول هذا الفصل الوصف الإنشائي لعناصر المشروع.
- . : يحتوي على عمليات التحليل و التصميم للعناصر الإنشائية للمشروع.

- 
- - 
  - 
  - أهمية الموقع.
  - حركة الشمس والرياح.
  - 
  - العناصر المعمارية.

- - وصف الواجهات .

- - - الواجهة الغربية.
- - - الواجهة الشمالية.
- - - الواجهة الجنوبية.
- - - الواجهة الشرقية.

- - كراج التسوية .

- - -
- - -
- - -
- - -
- - -
- - -
- - -

- :

في أي عمل معماري ناجح يجب أن تتوفر فيه أمور عدة حتى نلبي الاحتياجات الإنسانية وهي الديمومة الوظيفية والاقتصاد وهذه الأمور يجب أن تتفاعل وتتألف و . فيما بينها لتحقيق التصميم الأمثل ولكي تكون العملية التصميمية متكاملة وشاملة وناجحة يجب علينا إدراك وفهم خطوات العملية التصميمية هذه وصولاً إلى الحد الأقصى من القدرة الإبداعية لهذا العمل في ضوء محددات الوقت والجهد وكما يتم في التصميم دراسة انارة المبنى انارة طبيعية ودراسة الظروف المناخية الم بطة بالمنشأ.

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

- :

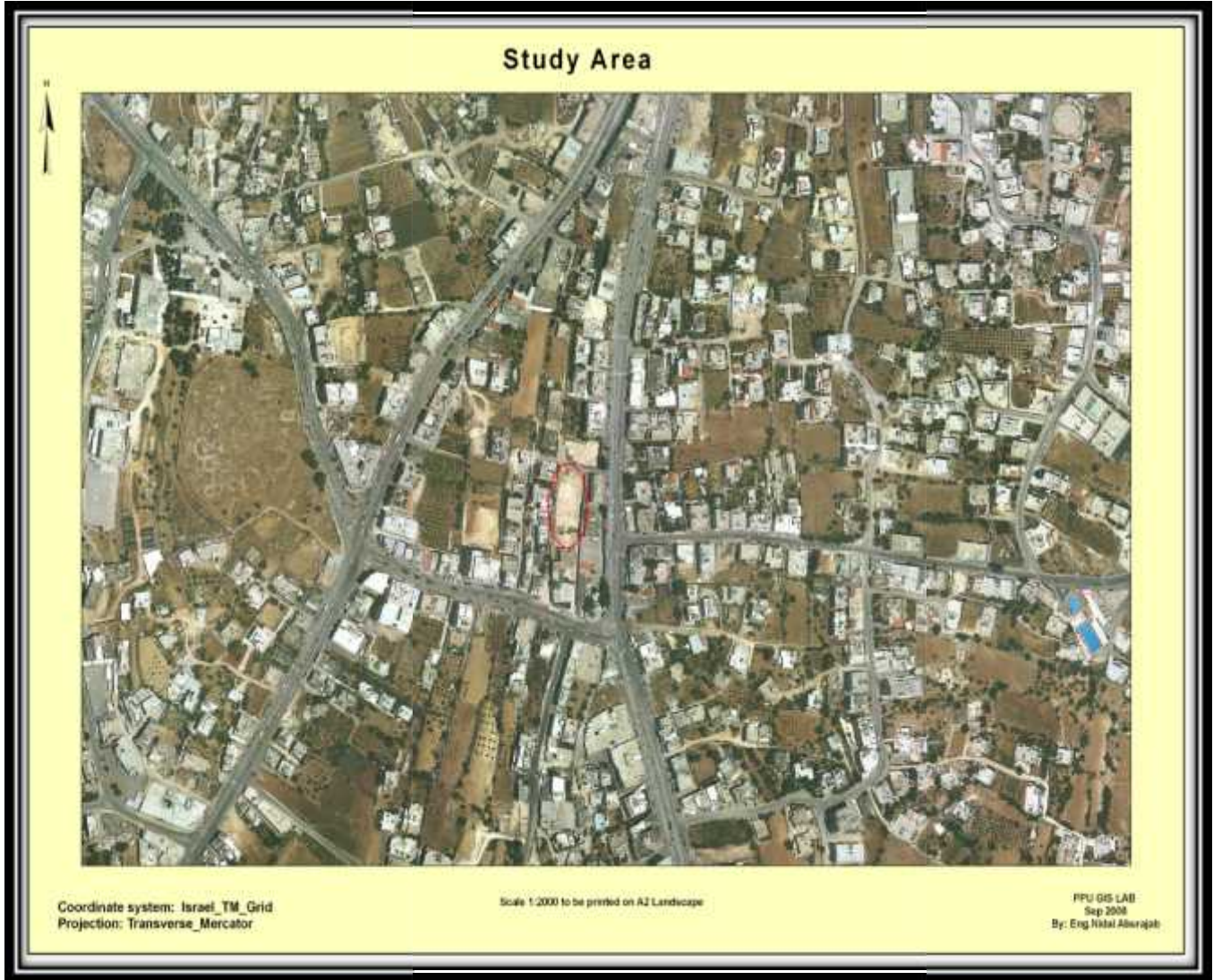
الزيادة السكانية في مدينة الخليل وحاجتها المطردة للمرافق التعليمية . . .  
للشريحة الشابة التي تمثل مستقبل هذه المدينة تعتبر الهدف المنشود من إقامة أكاديمية القاسمي ولان مثل هذه المباني هي الدعامة الأساسية في تحقيق الغاية .  
أكاديمية القاسمي لتتبر الدرب وتزيل الظلمة.

- :

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد عليه بعناية فائقة سواء علاقاتها بالتصميم من توضيح الموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة. بحيث لتحقيق التصميم الأمثل لذلك يجب

لتي سيقام عليها  
علاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، و ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه  
الرياح السائدة ومسار الشمس.

في الشمال الغربي لمدينة خليل الرحمن  
مسجد الحرس الذي يشرف على الشارع الواصل بين ر مدينة الخليل شارع السلام وشارع عين سارة .



( - ) صورة جوية لموقع المشروع.

## - أهمية :

يتمتع بأهمية منطقة الحرس بعيدا عن مركز المدينة المكتظ بالحركة المرورية والنشاط التجاري كما أن قربها من منافذ مدينة الخليل على القرى والبلدات المجاورة مثل حلحول وبيت أمر وبيت كاحل... الخ ووقوعها على الشارع الواصل بين شارع عين سارة وشارع السلام تعطيها موقعا حيويا واستراتيجيا يستحق الاهتمام.

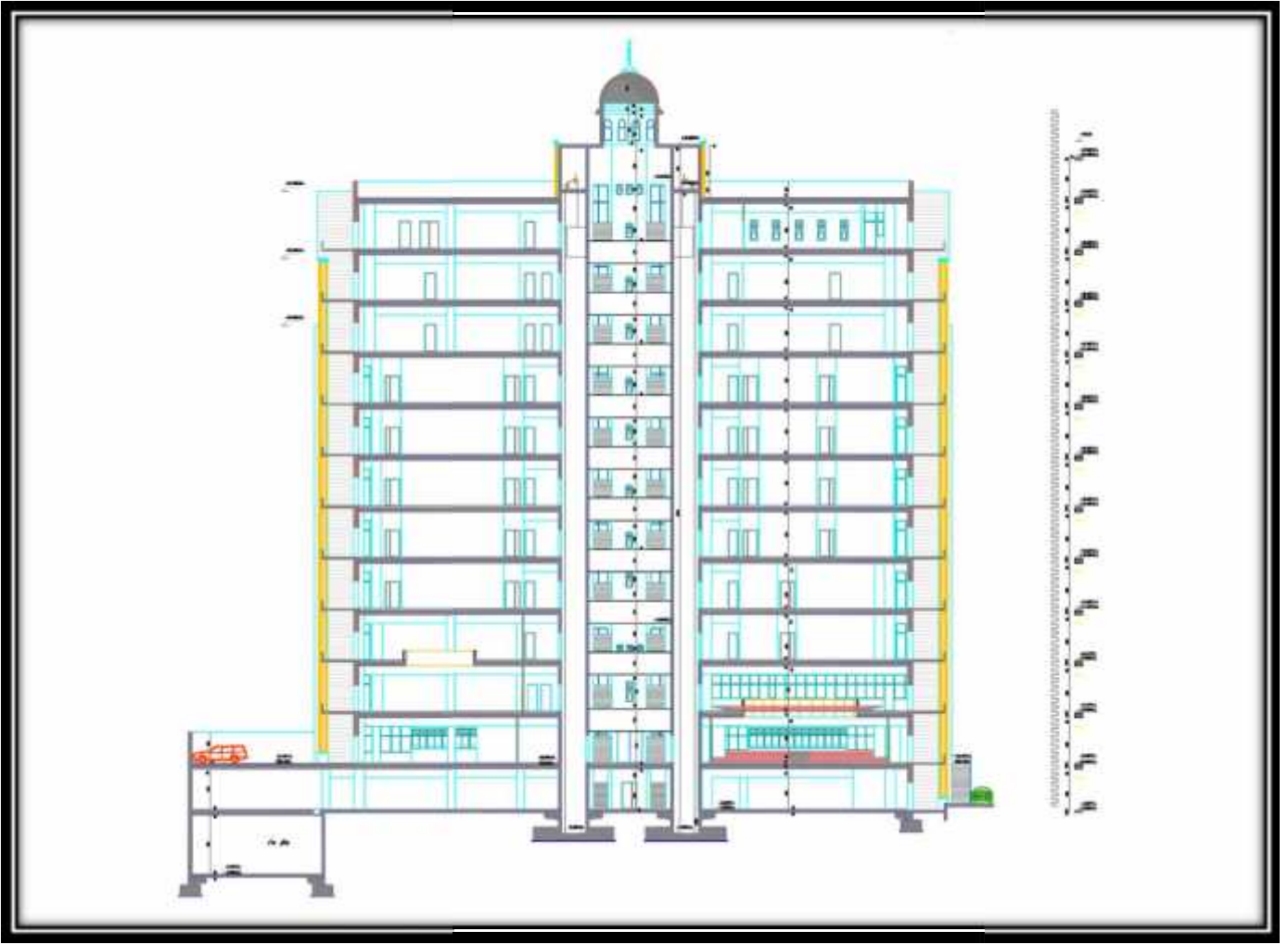
## - والرياح:

الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى، توجيه الصحيح الشمس هي وسيلة ناجحة في الحصول على أكبر قدر ممكن من الطاقة الشمسية في أيام البرد، والتقليل من كمية المستهلكة للتدفئة وللرياح تأثير كبير على المباني، فهي تعد حمل أفقي يؤثر على جدران المبنى وبالتالي على الهيكل الإنشائي له فيجب تأثير الرياح والشمس على المبنى ليتم تصميمه يلي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإضاءة الطبيعية.

## - :

يمكن الدخول مكانين مختلفين موقوف السيارات  
خله الجهة الجنوبية حيث يتصل بشد فرعي يصل إلى الشارع الرئيسي وهذا بدوره يتيح حري  
حيث تنقسم الحركة نوعين هما أفقية  
سبة (عمودية) بين سبة (العمودية) بين الطوابق فإنها  
عد الكهربائي حيث أنها تتوسط المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية  
الطوابق والحركة الراسية بينها .

ويظهر من خلال التصميم المعماري وجود نوعين من الأدراج احدهما يصل الطوابق العلوية والى كراج السيارات وهذا يخفف من الضغط عن المدخل الرئيسي كما ويساعد في تخفيف الحركة بين الطوابق درج طوارئ يقع على طرفي المبنى من الجهتين الشمالية والجنوبية. وهذا ما يوضحه الشكل ( - )



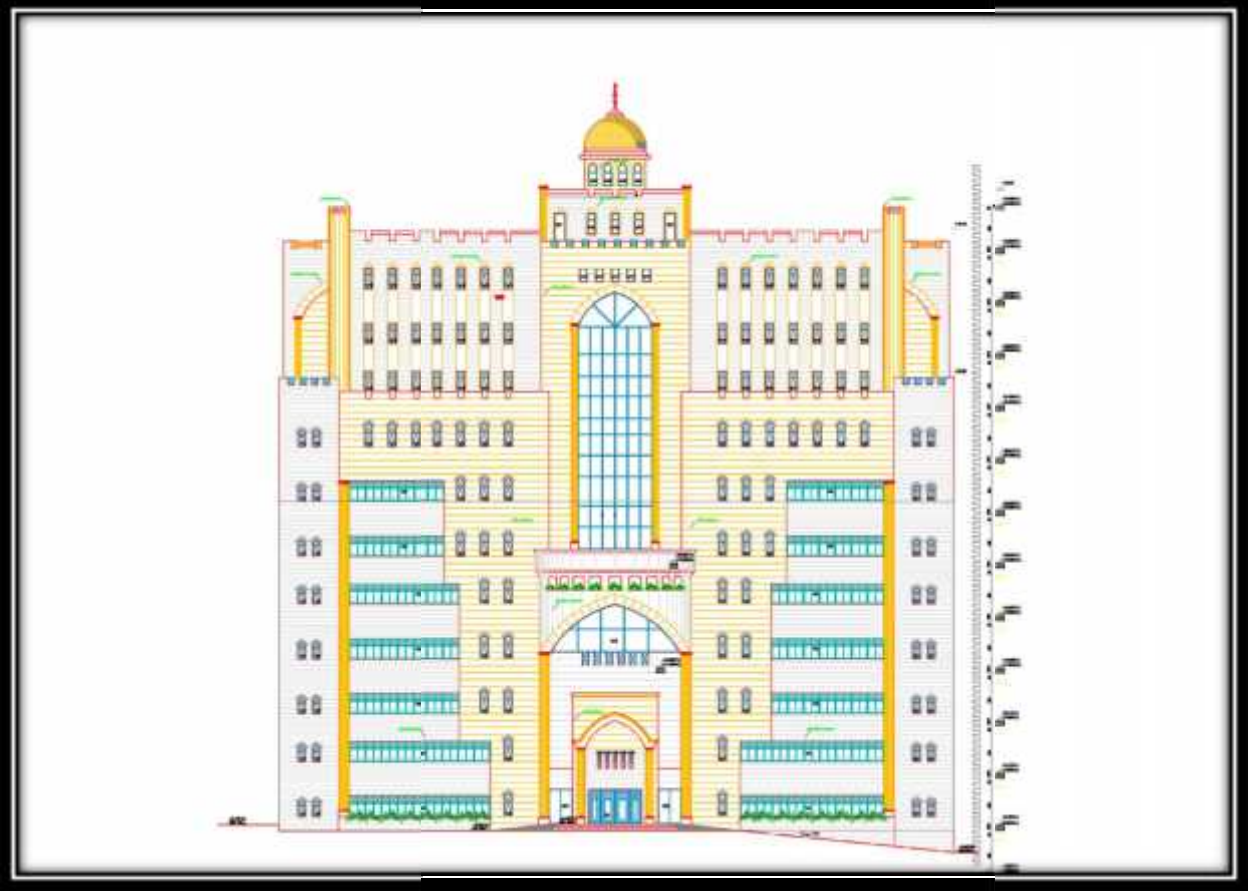
(B-B) ( - )

- العناصر المعمارية:

. . وصف الواجهات:

إن الواجهات المنبتقة عن أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى حيث يظهر من خلال التصميم المعماري للواجهة الأمامية هذا المشروع استخدام الطراز الحديث والتكنولوجيا الحديثة من خلال وجود تداخل في الكتل الأفقية واستخدام الكتل الزجاجية المكونة من الألمنيوم والزجاج ووجود قبة خرسانية تعلو

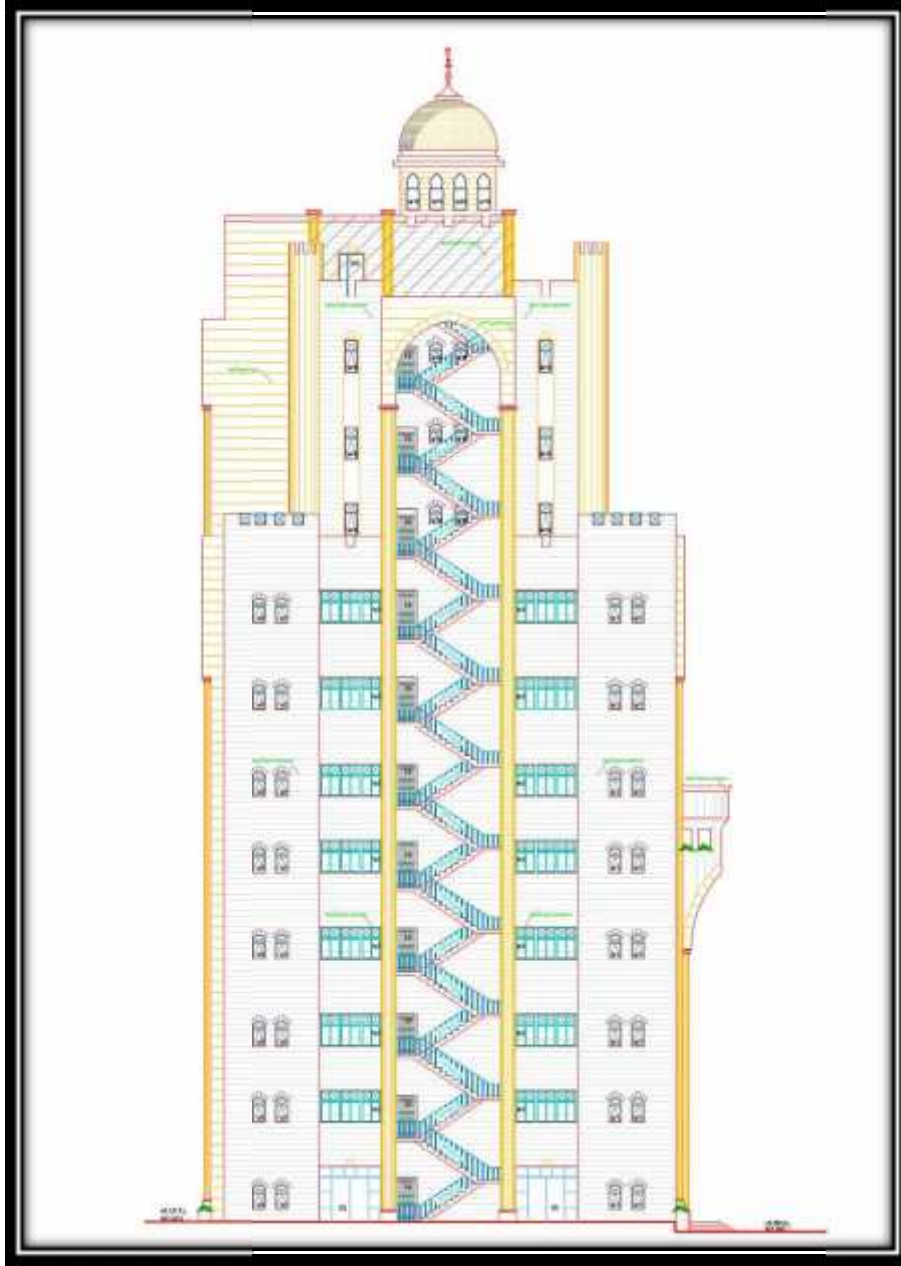
. . . الواجهة الغربية:



( - ) الواجهة الغربية.

هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية وهي حيث يظهر في هذه الواجهة المدخل الرئيسي للمبنى الذي يؤدي إلى البهو والذي بدوره يساعد على الحركة الأفقية في الطابق الأرضي ويساعد في الحركة الرأسية من خلال الناظر لهذه الواجهة يرى استخدام الطراز الحديث المتمثل في استخدام الكتل الزجاجية المكونة من الألمنيوم والزجاج وهذا يسهم بشكل كبير في توفير الرأسية للحصول على واجهة أمامية كما يلاحظ استخدام من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة إعطاء منظر جمالي فريد من جهة أخرى مستويات مختلفة مما زاد الواجهة جمالا.

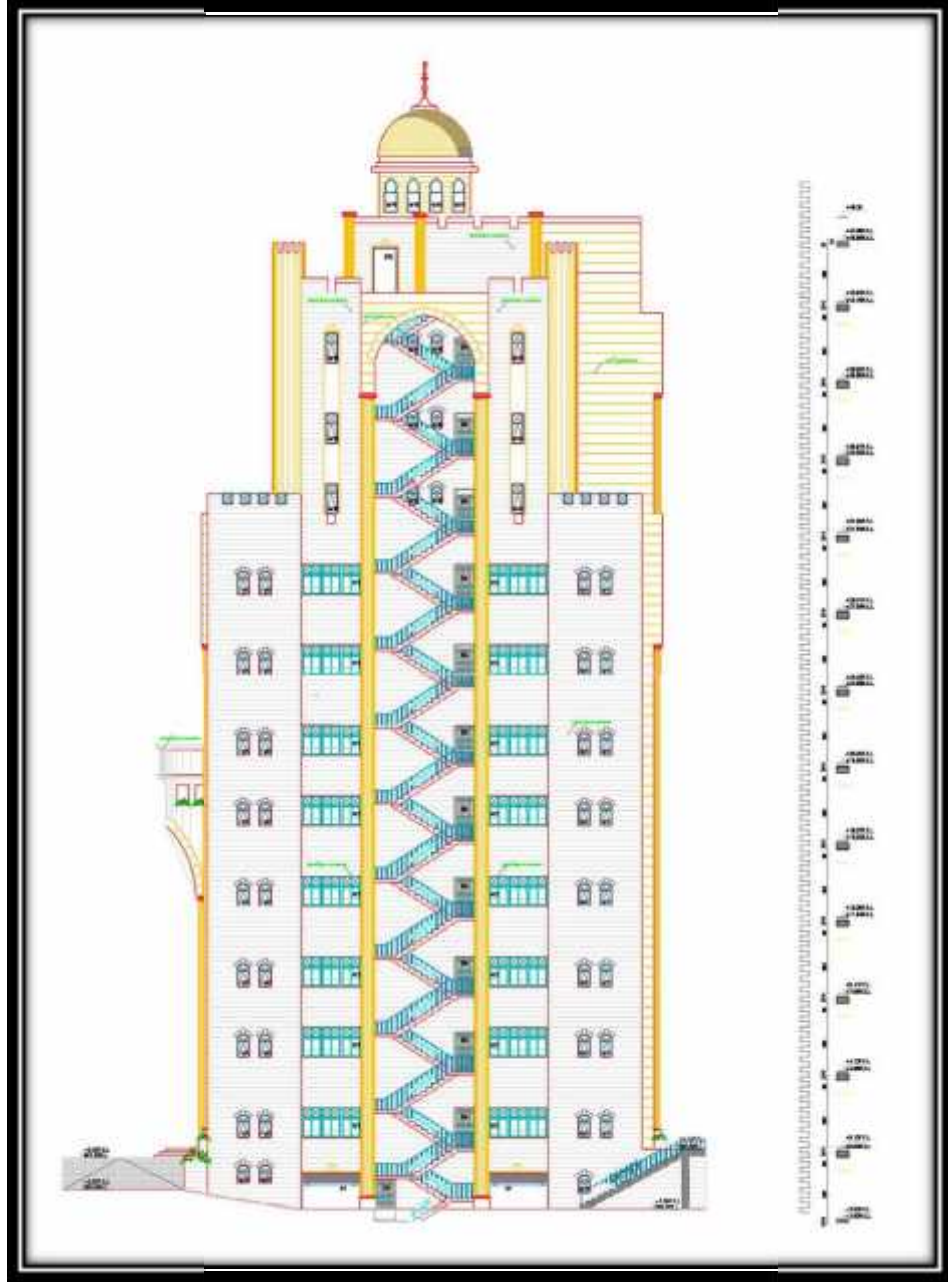
. . . الواجهة الشمالية:



( - ) الواجهة الشمالية

يظهر في هذه الواجهة  
الذي يسهل الحركة الأفقية ويخفف الضغط على المداخل الرئيسية داخل المبنى  
كما يظهر مدخل مزدوج للكافيتيريا في الطابق  
الأخيرة يبدو من خلال النظر الواجهة  
من الحجر لتمييز موقع الفتحات من  
جهة

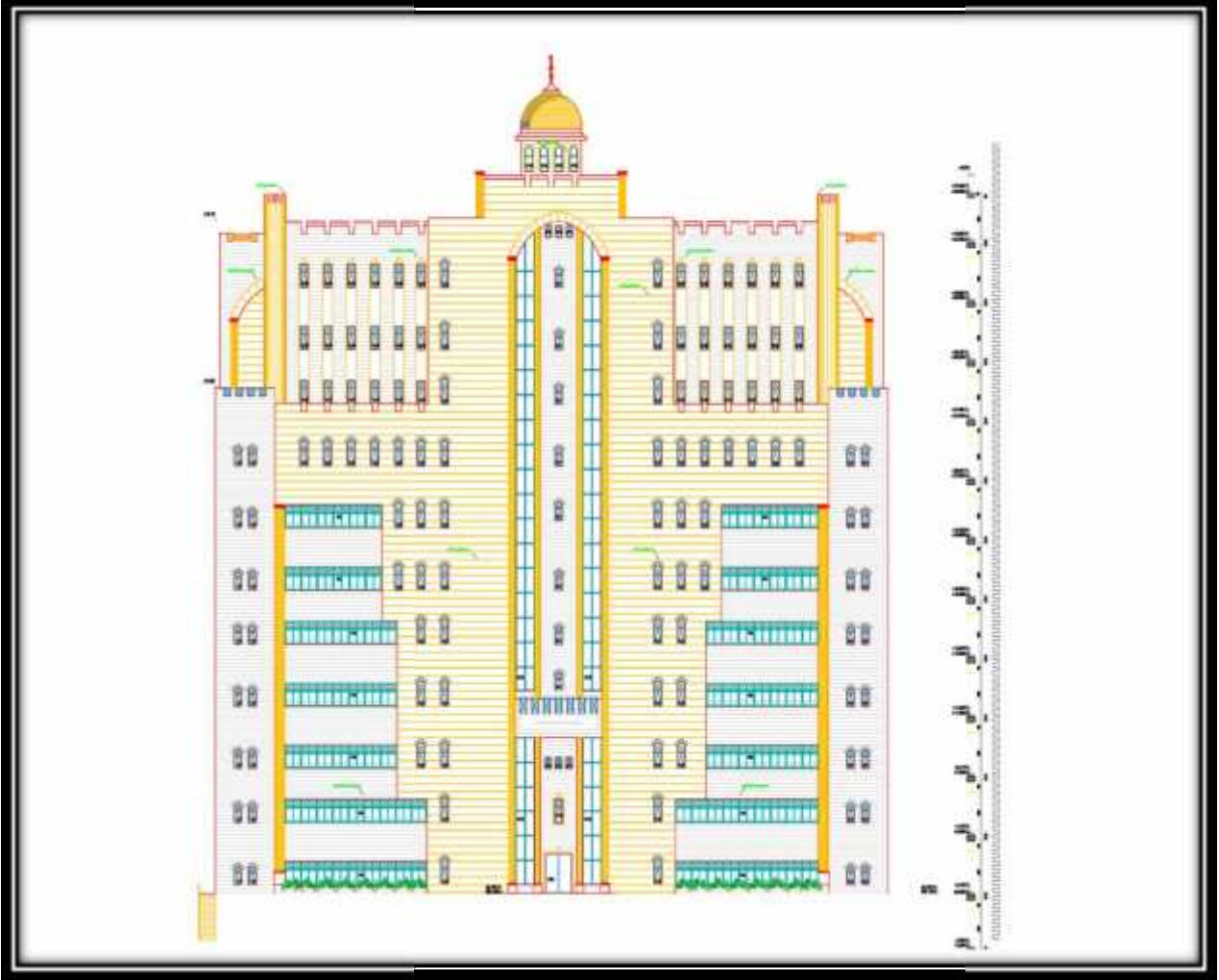
. . . الواجهة الجنوبية:



( - ) الواجهة الجنوبية

يظهر في هذه الواجهة درج الطوارئ الثاني للبنية - يظهر الدرج الخارجي الذي يوصل بين  
منسوب مدخل موقف السيارات ومنسوب المدخل الشرقي للمبنى . هناك تراجعاً في الطوابق الثلاثة  
الأخيرة فضلاً عن استخدام أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي من  
جهة .

. . . الواجهة شرقية:



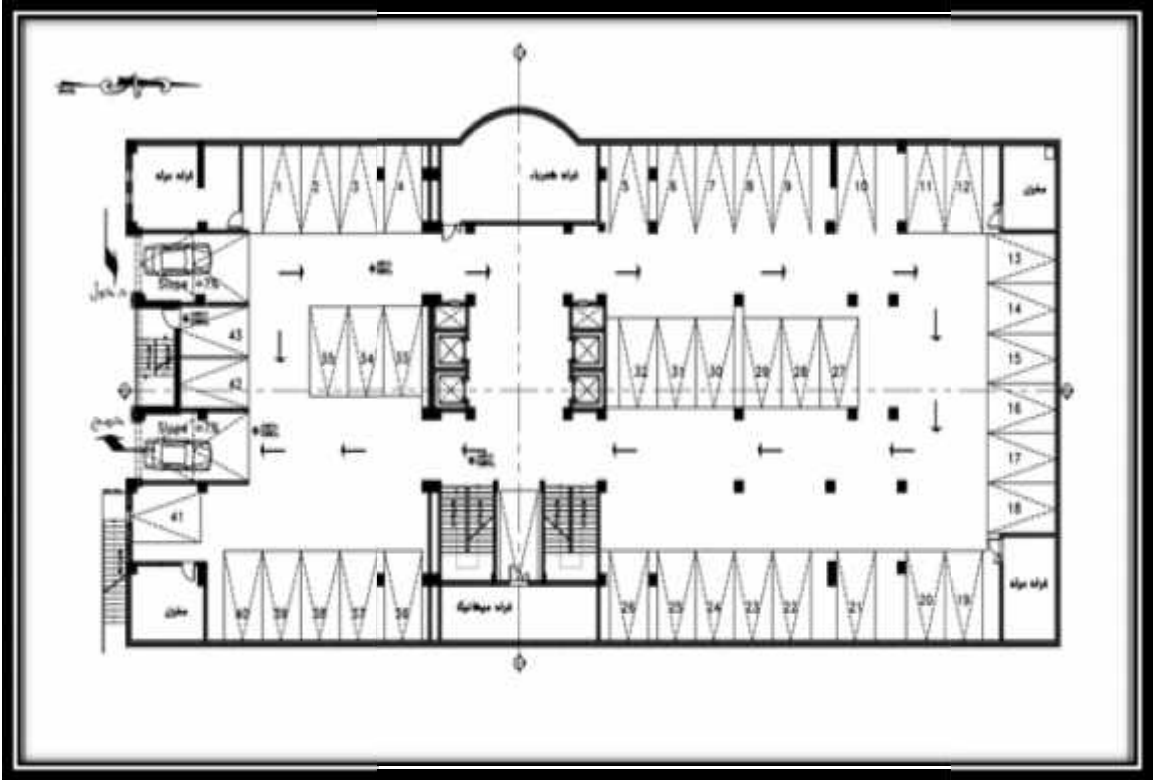
( - ) الواجهة اشرقية

- تعتبر هذه هي الواجهة الخلفية للمبنى يظهر فيها المدخل الثاني للمبنى ويساعد هذا المدخل . .
- بين الطوابق عن طريق حركة الأدراج الأفقية . . . . . استخدام أكثر من نوع من
- الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة و عطاء منظر جمالي من جهة أخرى .

: . .

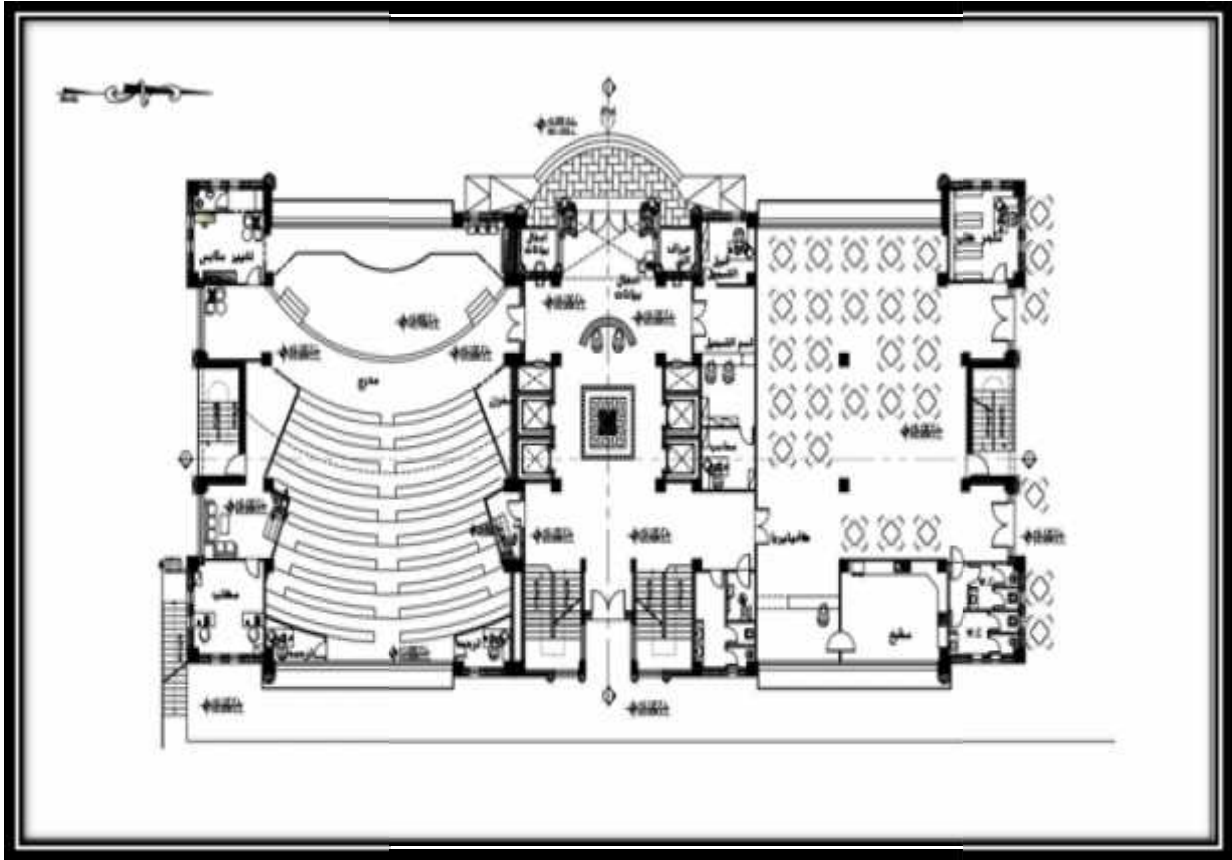
- المبنى في تركيبته الهندسية يعتمد اعتماداً كلياً على الشكل المنتظم اقرب ما يكون الى مستطيل .  
لطبيعة الأرض وتبلغ المساحة الطابقية لهذا المبنى  
لهذه الطوابق.

: التسوية : . . .



( - )

- يقع هذا الطابق تحت منسوب الشا . من جهة المدخل الرئيسي للمبنى . . .  
هذا الطابق 2 ويحتوي على فعاليات خدماتية للمبنى، ويستخدم هذا الطابق كموقف للسيارات بواقع  
أما مدخل ومخرج هذا الطابق فهو في الجهة الجنوبية للمبنى ويتصل مع رأسيا . . .

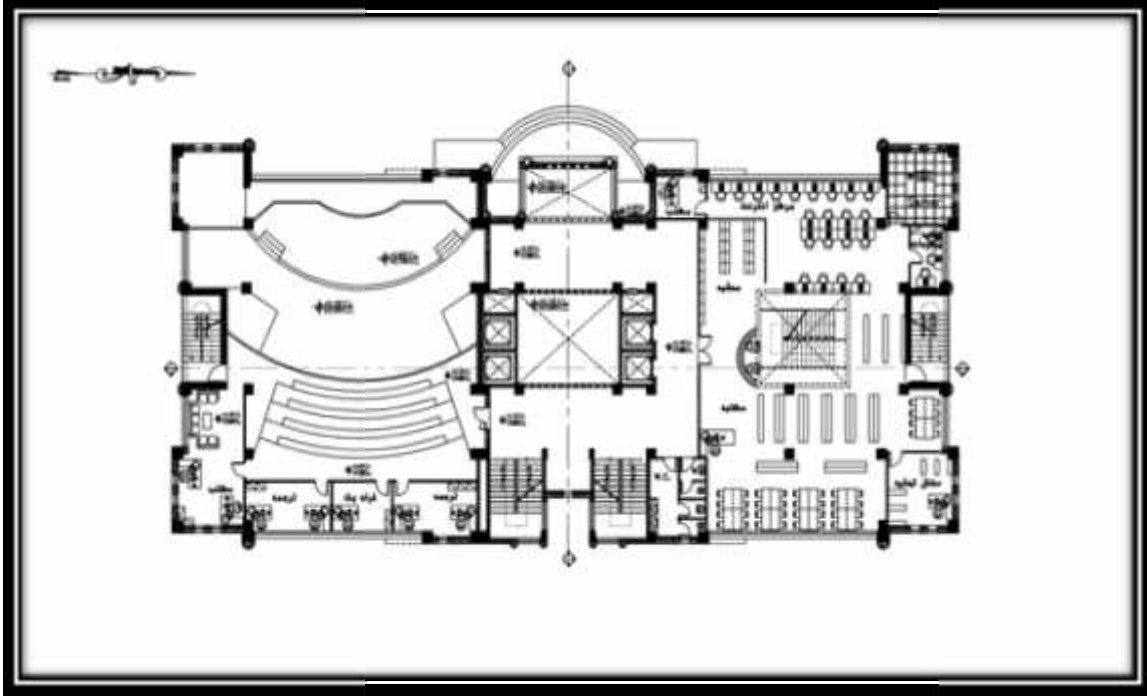


( - )

- الجزء الشمالي ويحتوي على كافيتيريا
- الجنوبي ويحتوي على مدرج
- فهو حركة وصل ودليل لكامل
- إذ يساعد في التوصيل والربط بين أجزاء المبنى بشكل أفقي ويحتوي على المصاعد التي تساعد على الحركة الرأسية وتصل بين الطوابق ويحتوي على ثلاثة مناور أكبرهم يقع في الوسط ويتكرر على باقي الطوابق وينتهي بالقبة الخرسانية ويتكرر هذا الجزء في جميع الطوابق العلوية وتبلغ مساحته تزيد

- مداخل هذا المبنى فهناك مدخل رئيسي في الجهة الغربية للمبنى يرتفع عن منسوب الطبيعية بثلاث درجات وتبلغ مساحة هذا الطابق

: . . .



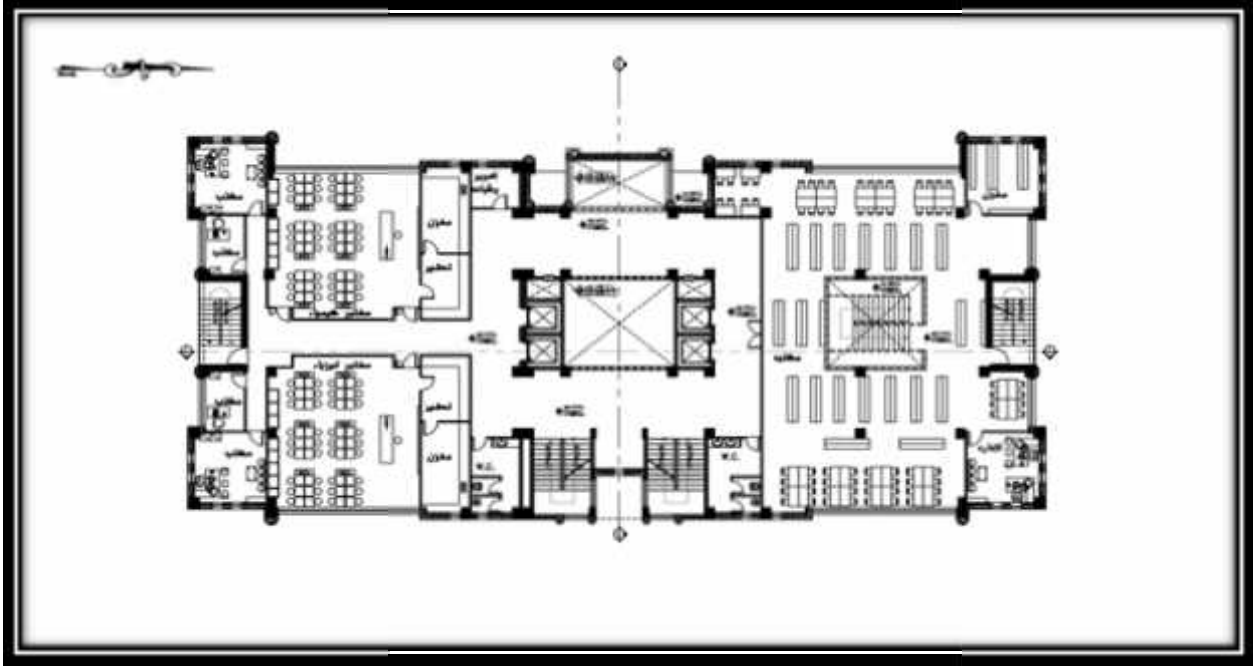
( - )

يتم الوصول إلى عن طريق والمصاعد الكهربائية تيلع مساحة هذا الطابق  
ويمتاز هذا الطابق - بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة فضلاً عن الملائمة بين وظائف  
الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل  
:

• هذا وتبلغ المساحة الإجمالية وتحتوي على درج خاص بها للانتقال إلى القسم ا

• وهو عبارة عن نصف مساحة مدرج الطابق ويحتوي على غرف خدماتية للترجمة وغيرها.

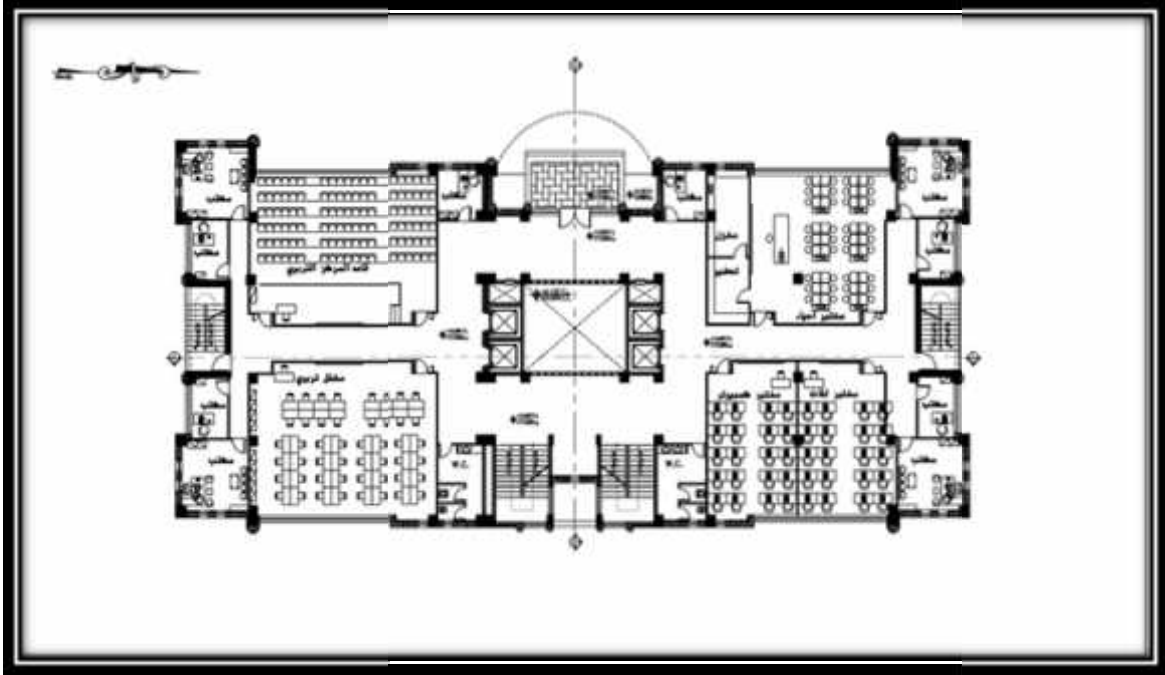
: . . .



( - )

يتم الوصول . هذا الطابق عن طريق الحركة الراسية ممثلة بالمصاعد الكهربائية عن طريق الأفقية . وتبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق وهو بنفس ارتفاع الطوابق ويحتوي هذا الطابق على الجزء الأخر من المكتبة وينتهي الدرج الموصل لها في هذا الطابق والجزء الجنوبي من هذا الطابق هو عبارة عن مختبرات علمية بمساحة مكاتب للمحاضرين.

: . . .



( - )

يتم الوصول الى هذا الطابق كسابقه من الطوابق وذلك عن طريق  
والمصاعد الكهربائية وتبلغ مساحته  
ويحتوي هذا الطابق على مجموعة من المختبرات والمشاكل والقاعات ثمانية

لمحاضرين وتتمثل بالتالي:

: وتبلغ مساحته

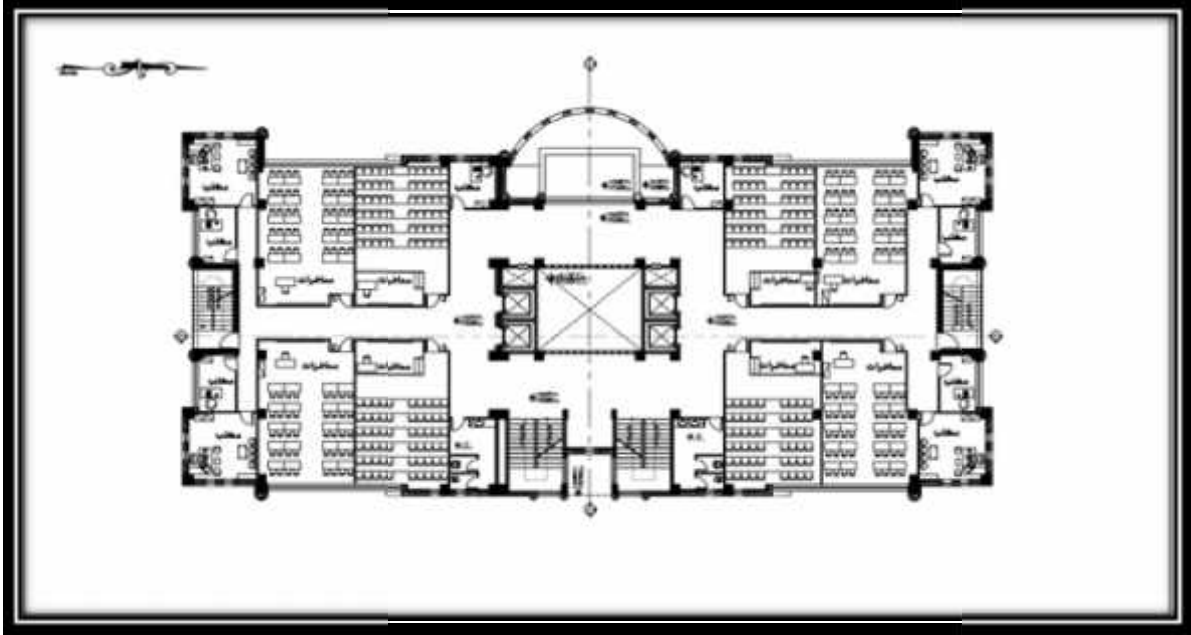
مختبر الكمبيوتر: وتبلغ مساحته

مختبر أحياء: وتبلغ مساحته

: وتبلغ مساحته

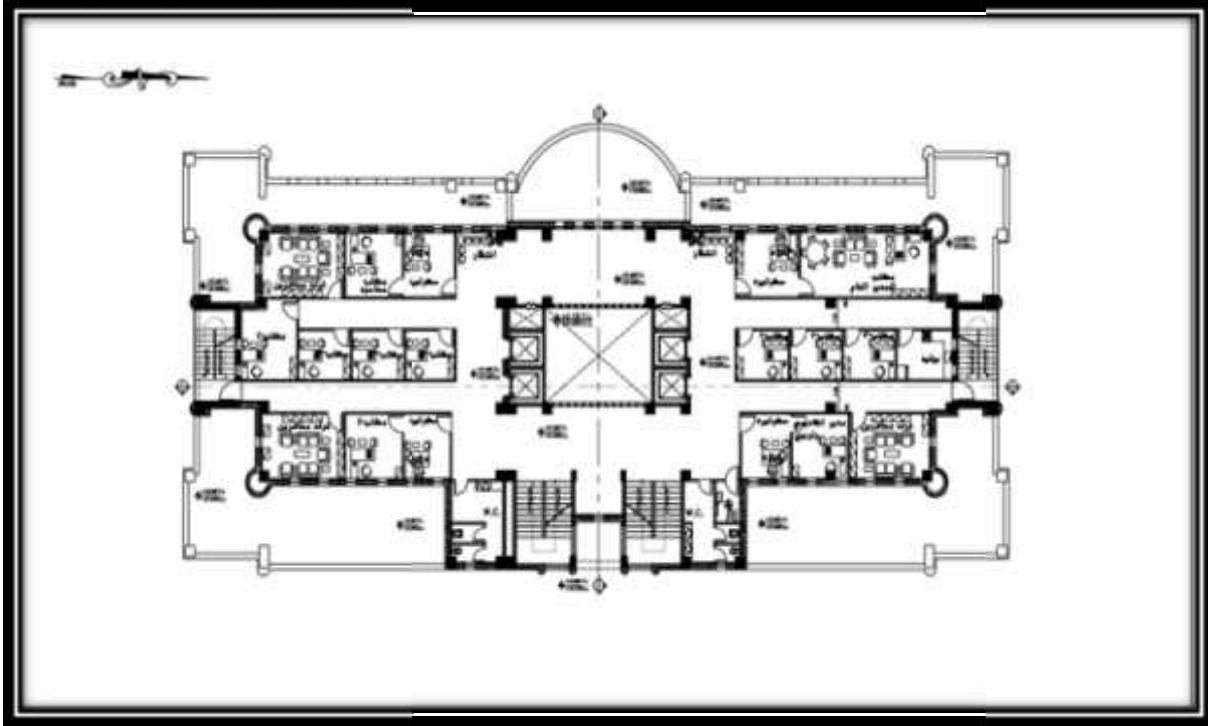
: وتبلغ مساحته

: . . .



( - )

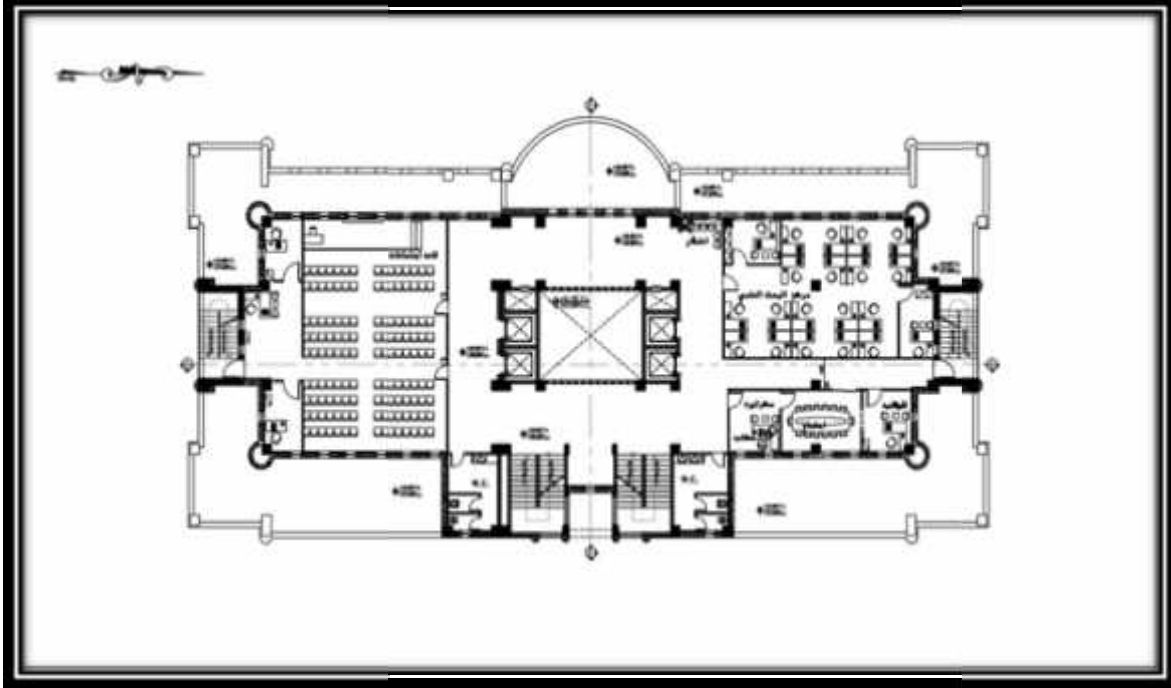
يتم الوصول . . . كل طابق من هذه الطوابق عن طريق . . . الكهربائية . . .  
وحتوي هذه الطوابق . . . ومكاتب محاضرين بواقع . . .  
ثمانية قاعات وعشرة . . . لكل طابق بالإضافة إلى مجموعتين من الوحدات الصحية حيث تبلغ مساحة القاعة



( - )

- تبلغ مساحة كل طابق من هذه الطوابق ، ويغلب على وظيفة هذا
- حيث يحتوي الجزء الشمالي على ثلاثة مكاتب . - - - - - وغرفة
- للمحاضرين - ومكتب للمدير العام والسكرتير بمساحة . مكتب المدير الأكاديمي
- والسكرتير بمساحة . أما الجزء الجنوبي فيحتوي على خمسة مكاتب . - - - - - غرفتين
- للمحاضرين . والسكرتير بمساحة . وجميع هذه المكاتب . - - - - -
- وبشكل يضمن سلاسة الحركة بين هذه الفراغات.

: . . .



( - )

- يتم الوصول إلى هذا الطابق عن طريق الأدراج والمصاعد الكهربائية وتبلغ مساحته . . . ويحتوي . . . ويحتوي الجزء الشمالي على . . . وقاعة اجتماعات ومكتب السكرتارية بمساحة . يتخلل بينها . من الممرات لتسهيل عملية الحركة والتنقل بين الفراغات المختلفة في الطابق الواحد. كما يحتوي الطابق على مجموعتين منفصلتين من الوحدات الصحية.

- 
- .
  - هدف التصميم الإنشائي.
  - الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل.

. - - الأحمال الميتة .

. - - الأحمال الحية .

. - - الأحمال البيئية .

. - - - .

. - - - أحمل الرياح .

. - - - .

. - - - .

- الاختبارات العملية .

- العناصر الإنشائية .

. - - .

. - - .

. - - .

. - - .

. - - .

. - - .

- - الجدران الاستنادية .

. - .

- :

بعد الانتهاء من المراحل التي تمر خلال تنفيذ أي مشروع ألا وهي مرحلة التصميم إلى مرحلة تعد من أهم .

اقتصادياً التصميم خلق على وجه الأرض بأن يكون مسكنه بأ يتوصل في تصميمه الإنشائي إلى توفير عاملين أساسيين وهما الأمان و الاقتصاد. لذا لا بد من تحديد الهياكل الإنشائية التي يشتمل عليها المشروع لأجل اختيار العناصر الأنسب بحيث تحقق العاملين الأساسيين ( ) المعمارية الموضوعه إن الغرض من عملية التصميم الإنشائي هو ضمان وجود مزايا التشغيل الضرورية فيها، مع المحافظة . وفي هذا الفصل سوف يتم وصف العناصر الإنشائية

## - هدف التصميم الإنشائي:

الهدف الأساسي للتصميم الإنشائي هو الوصول الى إنتاج منشأ متقن و متزن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ومقاوم لجميع الأحمال المباشرة و غير . وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

- : يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى و الإجهادات الناتجة عنها.
- : يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.

- حدود صلاحية المبنى للتشغيل من حيث تجنب أي هبوط زائد
- الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

#### - الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل:

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

- :

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

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

#### . . الأحمال الميتة:

هي الأحمال الناتجة . المبنى نفسه ممثلة بأوزان كل من العناصر الإنشائية وأوزان المواد المستخدمة في أعمال التشطيب والقوى الجانبية كقوى دفع الأتربة للجدران الاستنادية وتعتبر هذه الأحمال ذات تأثير دائم على المبنى . ويتم معرفة هذه الأحمال من خلال أبعاد وكتافات المواد المستخدمة في العناصر الإنشائية .

والمواد المستخدمة في العناصر الإنشائية تشمل الخرسانة وحديد التسليح و القصاراة والطوب والبلاط  
ومواد التشطيب والحجارة المستخدمة في تغطية المبنى من الخارج، بالإضافة إلى الأسقف المعلقة والديكورات  
( - ) يوضح الكثافات النوعية للمواد المستخدمة

:

( - ) كثافة المواد المستخدمة في العناصر الإنشائية

(KN/m <sup>3</sup> )		
		1
		2
		3
		4
		5

.. الأحمال الحية:

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع خلال عمر المبنى، وهذه الأحمال تشمل أحمال الاستخدام  
الناتجة عن الأشخاص، والأثاث، والأجهزة، والمعدات، وتعتمد قيمة هذه الأحمال على طبيعة الاستخدام  
ويمكن تصنيفها إلى:

- ✓ أحمال حية : الأثاث والأجهزة الكهربائية ومواد التخزين غير المثبتة.
- ✓ أحمال التنفيذ: وهي الأحمال التي تكون موجودة في مرحلة تنفيذ المنشأ مثل الشدات والرافعات. ويبين  
( - ) قيم الأحمال الحية بناء على استخدام المنشأ حسب الكود الأردني للأحمال الحية:

( - ) جدول الأحمال الحية

(KN/m <sup>2</sup> )	طبيعة الاستخدام	
5.0	مواقف السيارات	1
3.0	التدريس	2
3.0		3
3.0	المختبرات بما فيها من أجهزة	
4.0		
5.0		

.. الأحمال البيئية:

وتشمل أحمال الثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة، وهي تختلف في المقدار و تعتبر جزء من الأحمال الحية وتوضحها كما يلي:

...

يتم تحديد أحمال الثلوج بالاعتماد على علو المبنى وارتفاعه عن سطح البحر وذلك بناء على الكود

:

( - )

(kN /m <sup>2</sup> )	(h) (m)
0	250>h
(h-250) /1000	500 > h > 250
(h-400) / 400	1500 > h > 500
(h – 812.5)/ 250	2500 > h > 1500

واستناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر و الذي يساوي ( )

:

$$\begin{aligned} SL &= (h - 400) / 400 \\ &= (960 - 400) / 400 \\ &= 1.4 \text{ kN /m}^2 \end{aligned}$$

### ... أحمال الرياح:

رياح تؤثر بقوة أفقية على المبنى وتحديد أحمال الرياح تم اعتماداً على سرعة رياح قصوى تتغير بتغير ارتفاع المنشأ عن سطح الأرض وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض و العديد من المتغيرات الأخرى و سيتم اعتماد الكود حصول على قيم قوى الرياح الأفقية وهذا يظهر جلياً في المعادلة التالية:

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

حيث أن :

q : الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الأرض

المحيطة والوحدة (N/m<sup>2</sup>).

V<sub>z</sub>: السرعة التصميمية للرياح (m/sec).

$$V_z = V \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

S<sub>1</sub>: معامل طبوغرافية الأرض ويحدد من خلال جدول رقم

S<sub>2</sub>: معامل وعورة الأرض ويحدد

S<sub>3</sub>: معامل إحصائي ويحدد حسب ما ورد في الجدول رقم

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

$$S_1 = 1.0 \text{ ..... TABLE 13}$$

$$S_2 = 1.072 \text{ ..... TABLE 14}$$

$$S_3 = 1 \text{ ..... TABLE 15}$$

$$V = 35 \text{ m/s ..... 4/5/3-b}$$

$$\Rightarrow V_z = 35 \times 1.0 \times 1.072 \times 1 = 37.52 \text{ m/s}$$

$$\Rightarrow q = 0.613 \times (37.52)^2 = 862.951 \text{ N/m}^2 = 0.699 \text{ kN/m}^2$$

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

...

اهتزاز أفقية سية بسبب الحركة النسيية لطبقات الأرض الصخرية ، تنتج عنها  
 . ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار عند التصميم وذلك لضمان مقاومة  
المبنى للزلازل في حال حدثت وبالتالي التقليل من الأضرار المحتملة نتيجة حدوث الزلازل.

وهي عبارة عن أحمال أفقية تؤثر على المنشأ وتؤدي إلى تولد عزوم على المنشأ مثل العزوم  
وأما القوى الأفقية وهي قوى القص فهي تُقاومُ  
وسيتم استخدام كود UBC

...

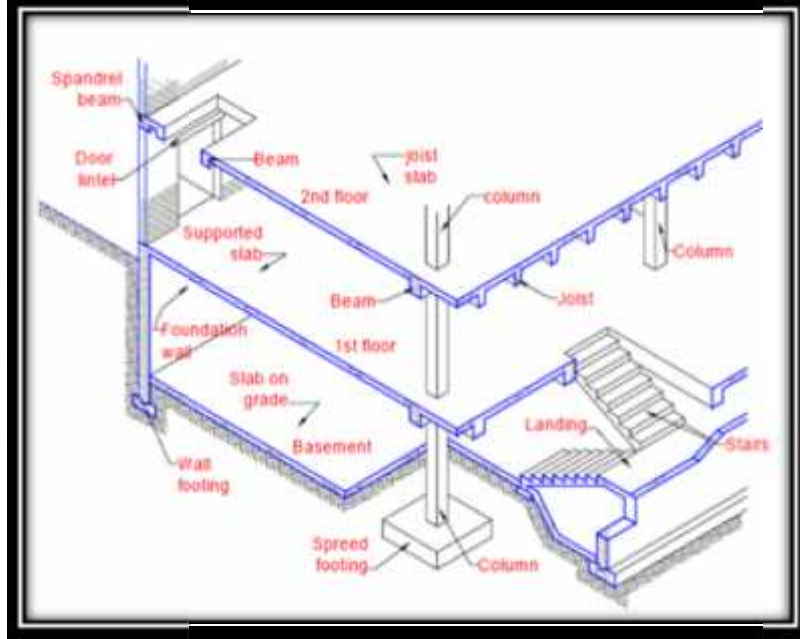
وهي أحمال ناتجة عن تمدد وانكماش العناصر الخرسانية للمبنى نتيجة اختلاف درجات الحرارة خلال  
فصول السنة، ويتم اخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار من خلال توفير فواصل تمدد داخل المبنى بالرجوع  
الكود المستخدم في التصميم.

#### - الاختبارات العملية :

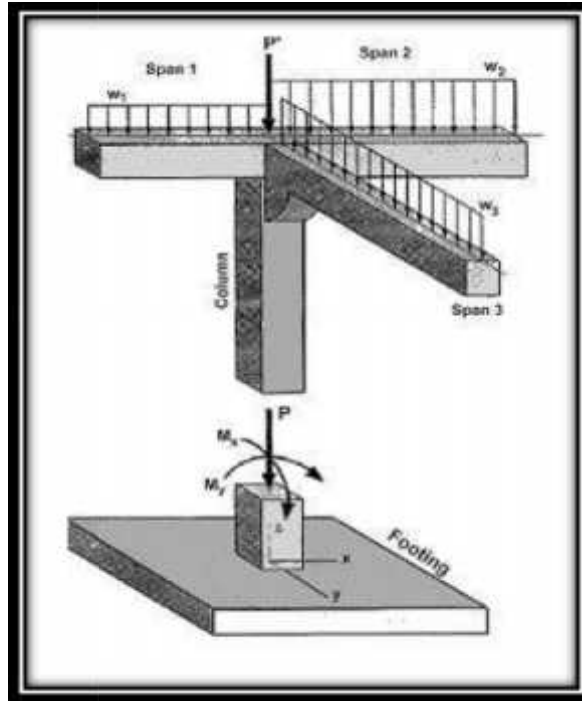
كما في أي مشروع يتم إنشائه يجب القيام بعدة اختبارات عملية (الجيو تكنولوجية)  
( ومن هذه الاختبارات اختبار قدرة تحمل التربة في الموقع وتفيد هذه المعرفة في إكمال عملية  
التصميم بشكل صحيح حيث أن تصميم الأساس يعتمد على قيمة تحمل التربة وتعرف هذه القيمة بمقدار ما  
تتحمله التربة الإنشائية من أوزان لكل واحد متر مربع وفي هذا المشروع  
**400 KN/m<sup>2</sup>.**

- العناصر الإنشائية :

يوضح هذا المخطط بعض العناصر الإنشائية الموجودة في المبنى



( - ) رسم توضيحي للعناصر الإنشائية



( - )

وتتمثل هذه العناصر في :

- . Foundation ✓
- . Columns ✓
- . Beams ✓
- . Slabs ✓
- . Shear wall ✓
- . Stairs ✓

.. :

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

ويوجد نوعان من العقود شائعة الاستخدام :

- . Solid Slabs .
- . Ribbed Slabs .

وتقسم العقود المصممة إلى قسمين هما :

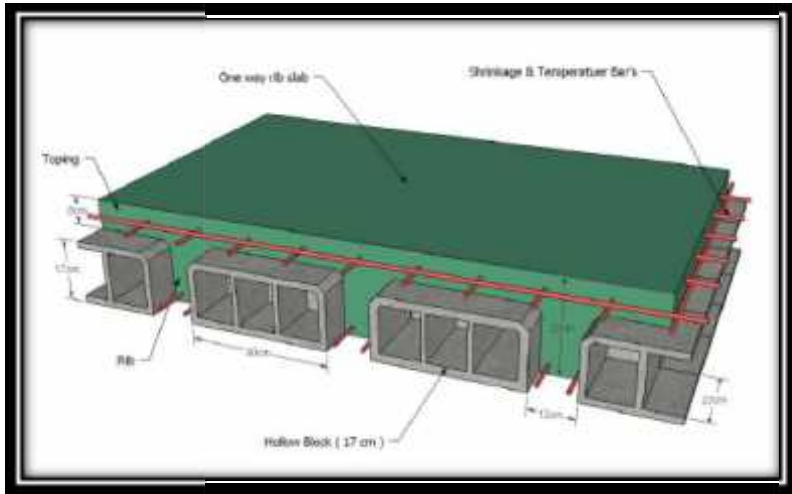
- . One Way Solid Slabs .
- . Tow Way Solid Slabs في اتجاهين .

أما العقود المفردة فتقسم إلى قسمين هما :

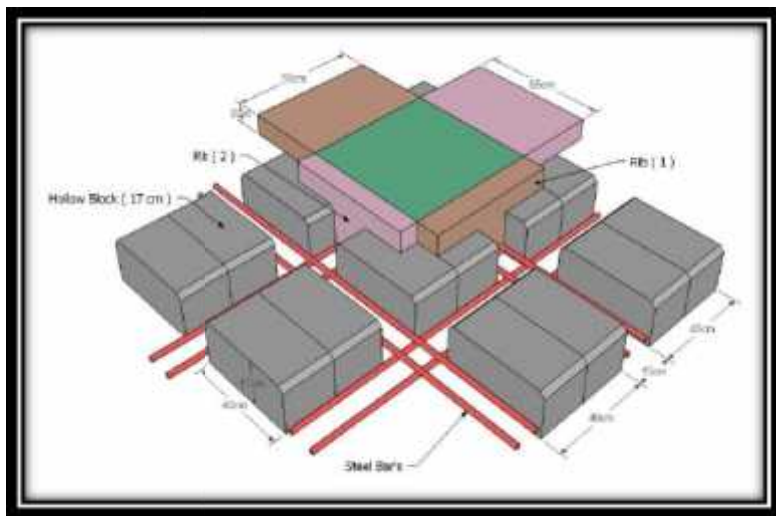
- . One Way Rib Slabs .
- . Tow Way Rib Slabs في اتجاهين .

هذا وتستخدم العقود المصممة في

- فإنها تستخدم في تغطية المساحات التي تتراوح الأبعاد بين الأعمدة من اتجاهين فتستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبيا.

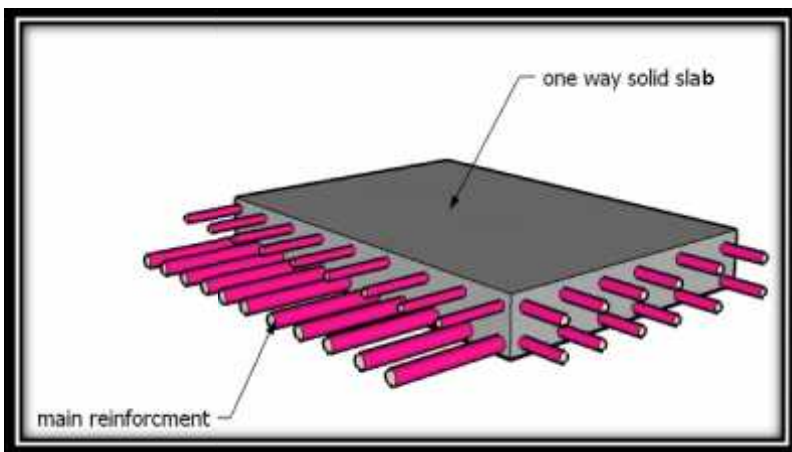


( - )

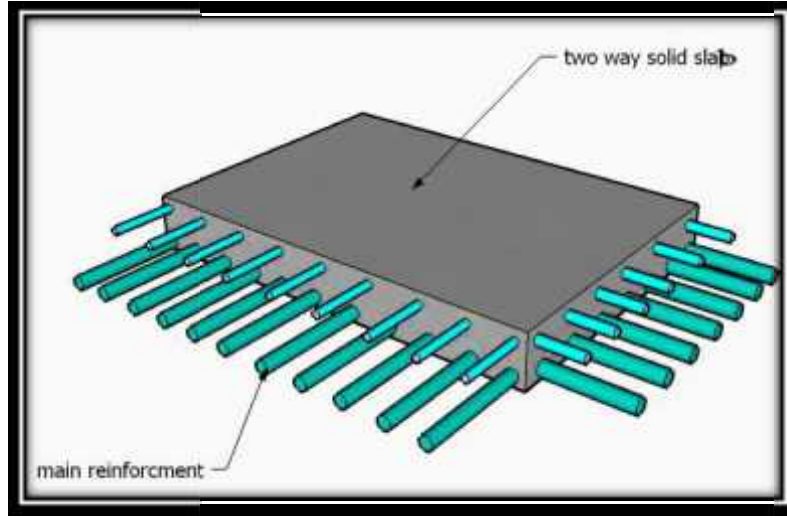


باتجاهين

( - )



( - )



( - ) مصمتة باتجاهين

ولقد استخدم في هذا المشروع  
في اتجاهين.

: . .

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

(Rectangular section): عبارة عن الجسور المخفية داخل العقدة بحيث يكون

ها يساوي ارتفاع العقدة .

: وهي عبارة عن تلك الجسور التي يكون ارتفاعها أكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز

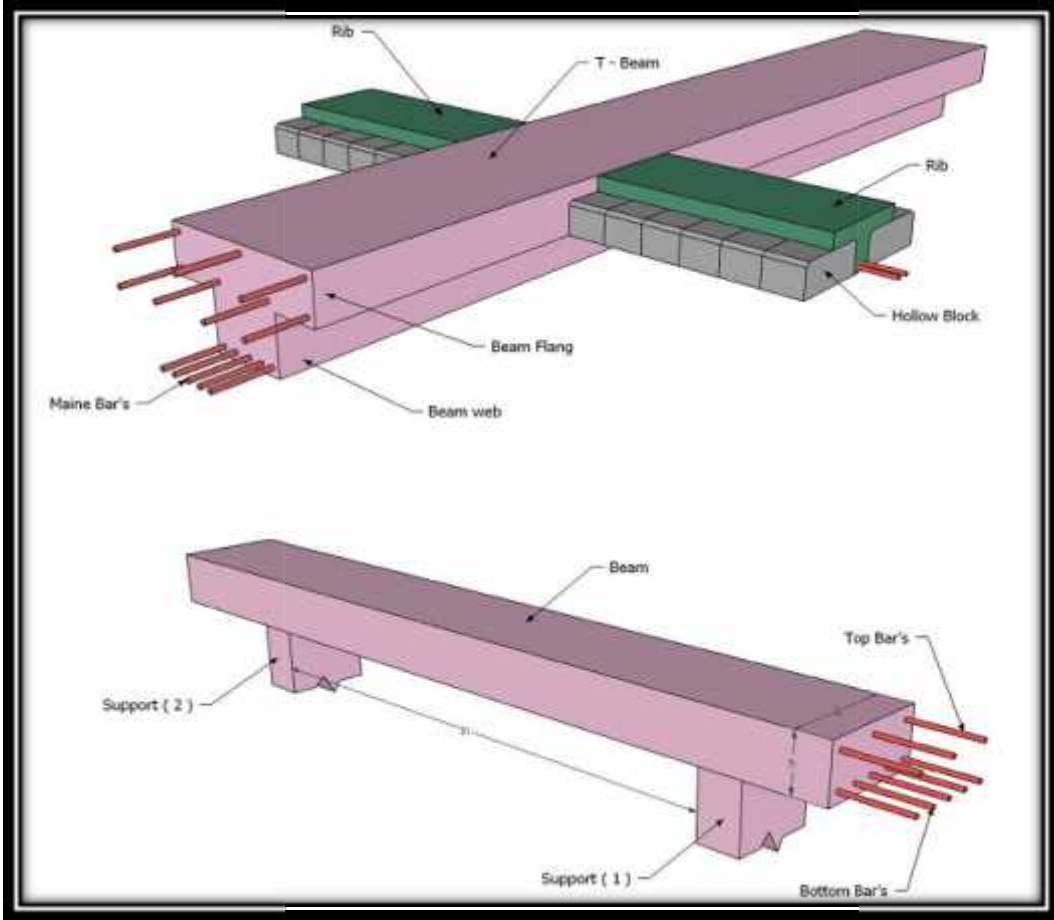
T-section

الجزء الزائد من الجسر في احد الاتجاهين السفلي أو العلوي

.Rectangular section

في المسافات الكبيرة بين الأعمدة ولقد استخدمت الجسور بنوعها في

هذا المشروع.



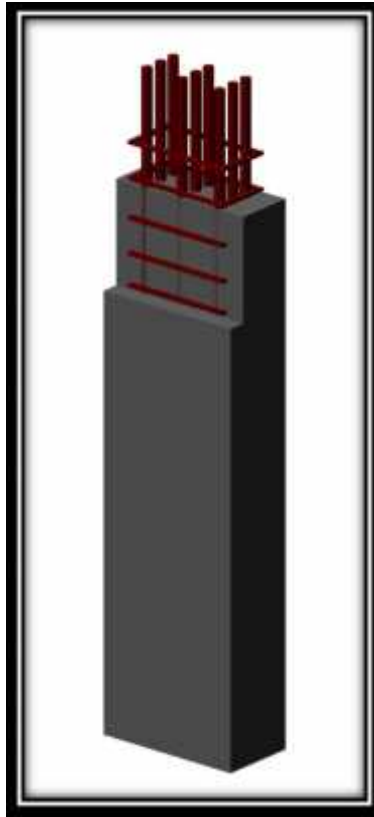
( - )

تستخدم الجسور في المباني للأغراض التالية:

- 
- 
- لتحميل الحائط عليها تجنباً لتحميله مباشر على البلاطة الخرسانية الضعيفة.
- تقسيم البلاطات الخرسانية ذات المساحات الواسعة إلى أجزاء كل جزء منها بمساحة يمكن تصميمها لتصبح بسمك وتسلح اقتصادي.

.. :

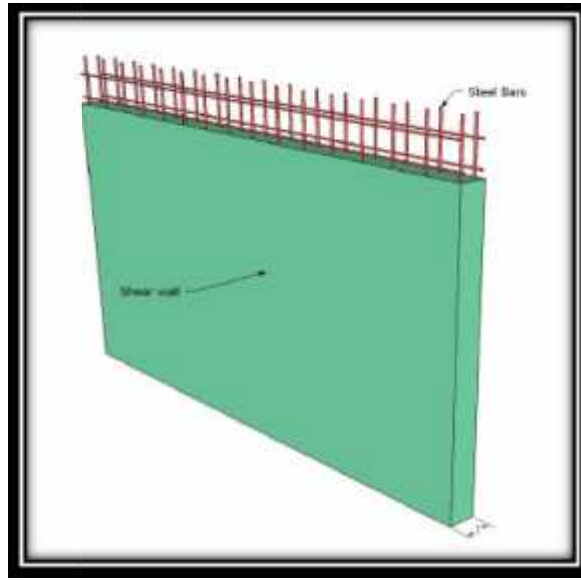
- الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي
- ي في نقل الأحمال وثبات المبنى ذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على . وتوزيع
- الأحمال الواقعة عليها أما بالنسبة إلى أنواع الأعمدة فهي على نوعين: الأعمدة القصيرة والأعمدة الطويلة.
- لمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل و الدائري و المضلع و المربع و المركب، ويحتوي
- من الأعمدة هي الأعمدة المستطيلة.



( - ) يبين أنواع الأعمدة المستخدمة-الأعمدة المستطيلة

.. :

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) ، ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه للمبنى أقل ما يمكن.



( - )

.. :

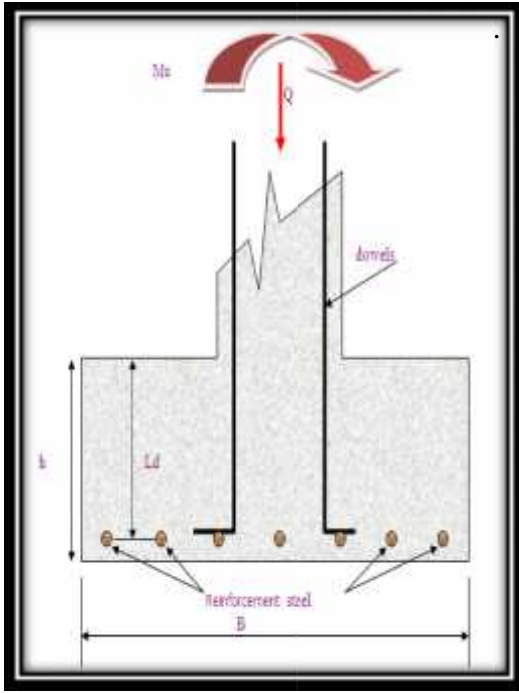
بالرغم من أن الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الإنتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى.

أنها حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض وتقوم الأساسات بعملية نقل الأحمال من الأعمدة إلى التربة ويكون الأساس مسؤول عن تحمل الأحمال الميتة للمبنى وأيضا الأحمال الديناميكية الناتجة عن الرياح والتلوج والزلازل وأيضا الأوزان الحية داخل المبنى .

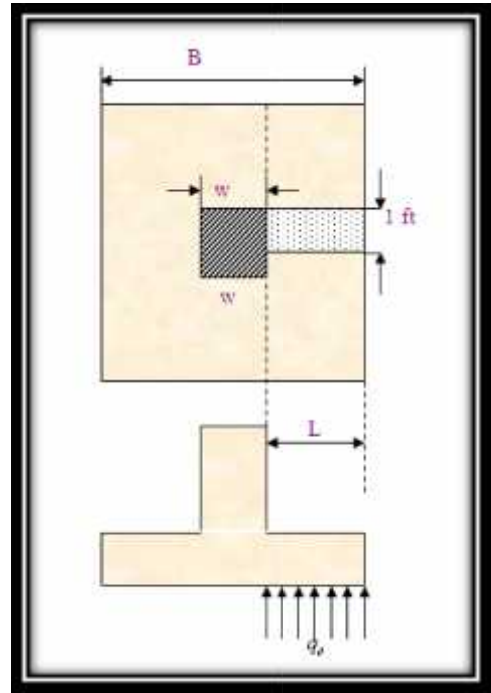
م الأساسات من حيث العمق إلى نوعين هما :

. الأساسات السطحية (Shallow Foundation).

. الأساسات العميقة (Deep Foundation).



( - )



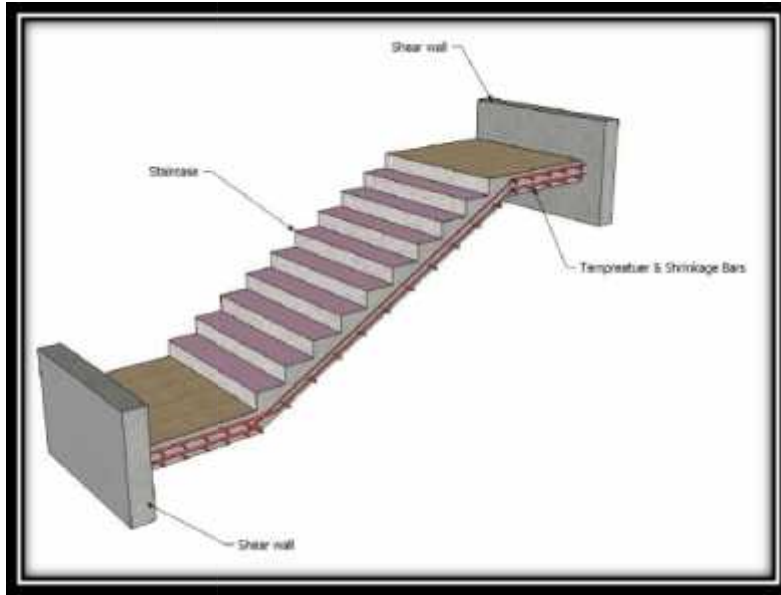
( - )

في الشكلين ( - ) ( - ) يتم توضيح كيفية نقل الاحمال من المبنى الى الاساس عن طريق العمود 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، و

أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعاً لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس و نظراً لما يتخذه هيكل هذا المنشأ من شكل متدرج ليتلاءم وطبوغرافية الأرض.

.. :

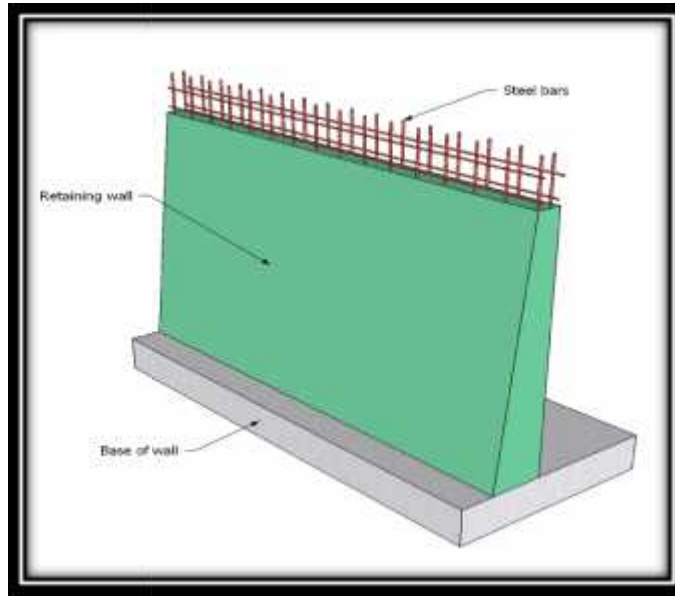
هي عن الانتقال الراسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة . ويتم تصميم الدرج إنشائياً باعتباره عقدة ويعتمد ذلك على طريقة الإسناد .



( - ) مقطع توضيحي في الدرج

## . . الجدران الإستنادية :

ي  
تبنى هذه الحوائط لتسند التراب والماء الذي خلفها وما ينتج عن هذا التراب من ضغط ي  
يحرك هذا الجدار ، وتصمم الجدران الإستنادية لمقاومة وزن التربة راسيا وضغط التربة الأفقية  
من المياه الجوفية .



( - )

- :

- . AUTOCAD 2007 : وذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
- . STAAD PRO : وذلك لإجراء بعض التحاليل الإنشائية والتصميم لأجزاء المبنى.
- . ATIR : للتصميم الإنشائي.
- . ETABS : للتصميم جدران الدرج (SHEAR WALL).
- . SAFE : لتصميم العقدات المصمتة.

## Chapter Four

# 4

## Structure Analysis and Design

---

- 4-1 Introduction.
- 4-2 Determination of thickness of ribbed slabs ( T section ) .
- 4-3 Load Calculations (T section).
- 4-4 Design of topping.
- 4-5 Design of ribs (R01) at Ground floor.
- 4-6 Design of Beam (B43) at Ground floor.
- 4-7 Design of beam (B32) I-section.
- 4-8 Design of One-way solid slab.
- 4-9 Design of Stairs.
- 4-10 Design of two way ribbed slab.
- 4-11 Design of Column.
- 4-12 Design of Shear wall.
- 4-13 Design of Basement wall.
- 4-14 Design of Footing.
- 4-15 Design Of Spherical Shell Dome.

## Chapter Four

### Structural Analysis And Design

#### 4.1 Introduction:

The project consists of several structural elements that will be designed according to the ACI code, and by using the finite element method using many computer software such as "ATIR, SAFE, ETABS, STAAD PRO" and to find the internal forces, deflections and moments for all the structural element in order to design the elements.

#### 4.2 Determination of thickness of ribbed & solid slabs :

According to ACI-Code-318-08, the minimum thickness of one way ribbed slabs are computed, as follows:

$$h_{\min} \text{ for simple support} = L/16 \\ = 3.05/16 = 19.06 \text{ cm.}$$

$$h_{\min} \text{ for one-end continuous} = L/18.5 \\ = 3.56 / 18.5 = 19.24 \text{ cm.}$$

$$h_{\min} \text{ for both-end continuous} = L/21 \\ = 5.10/21 = 24.28 \text{ cm.}$$

⇒ We selected  $h = 25\text{cm}$ .

According to ACI-Code-318M-08, the minimum thickness of one way solid slabs are computed, as follows:

$$h_{\min} \text{ for one-end continuous} = L/24 \\ = 3.45/24 = 14.37 \text{ cm.}$$

$$h_{\min} \text{ for both-end continuous} = L/28$$

$$=5.10/28=18.21\text{cm.}$$

$$h_{\min} \text{ for cantilever} = L/10 \\ = 2.40 / 10 = 24 \text{ cm.}$$

⇒ We selected  $h = 25\text{cm}$ .

### 4.3 Load Calculations (T section):

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

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

$$b_E = L_c / 4 = 450 / 4 = 112.5 \text{ cm}$$

$$b_E = 12 + 16 t_f = 14 + 16 (8) = 142 \text{ cm}$$

$$b_E = C / C \text{ spacing} = 52 \text{ cm} \dots \dots \text{controls}$$

#### Dead load:

Tiles	$0.03 \times 0.52 \times 22$	= 0.3432 kN/m of rib
Mortar	$0.02 \times 0.52 \times 22$	= 0.2288 KN/m of rib
Coarse Sand Fill	$0.10 \times 0.52 \times 17$	= 0.884 kN/m of rib
Topping	$0.08 \times 0.52 \times 25$	= 1.04 kN/m.
Concrete Rib	$0.17 \times 0.12 \times 25$	= 0.51 kN/m of rib
Block	$0.17 \times 0.40 \times 10$	= 0.68 kN/m of rib
Plaster	$0.02 \times 0.52 \times 22$	= 0.2288 kN/m of rib
Partition	$2.38 \times 0.52$	= 1.23 KN/m of rib

$$\text{Nominal Total Dead Load} = 0.3432 + 0.2288 + 0.884 + 1.04 + 0.51 + 0.68 + 0.2288 + 1.23 = 4.5648 \text{ kN/m of rib}$$

$$\text{Nominal Total live load} = 4.0 \times 0.52 = 2.08 \text{ kN/m of rib}$$

$$\text{Total Dead Lad (Unfactored)} = 4.5648 / 0.52 = 8.775 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Total live load} = 4.0 \text{ kN/m}^2$$

### 4.4 Design of topping:

Factored load from ACI CODE 318M 08 the equation tell that:

$$DL = 0.03 \times 22 + 0.02 \times 22 + 0.1 \times 17 + 0.08 \times 25 + 2.38 = 6.0 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_u = 1.2 DL + 1.6 LL.$$

$$q_u = 1.2 (6.0) + 1.6 (4) = 13.60 \text{ kN/m}^2.$$

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{13.60 \times (0.4)^2}{12} = 0.181 \text{ kN.m}$$

$$M_n = 0.42 \times \sqrt{f_c'} \times \frac{b \times h^2}{6}$$

$$= 0.42 \sqrt{24} \times \frac{1 \times 0.08^2}{6} = 2.1947 \text{ kN.m}.$$

$$w \times M_n = 0.55 \times 2.1947 = 1.20711 \text{ kN.m}.$$

$$w \times M_n = 1.2071 \text{ kN.m} \gg M_u = 0.181 \text{ kN.m}.$$

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

For the shrinkage and temperature reinforcement:

$$\dots = 0.0018$$

$$A_{s_{\min}} = \dots \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 8 = 1.44 \text{ cm}^2 / \text{m}.$$

Use 8@25 cm c/c (4 8/m), with  $A_s = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{m}$  in both directions.

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{s_{\min}} = 1.44 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

#### 4.5 Design of ribs (R01) at ground floor

Using "Atir" software for the following figure of geometry, loads and values of moment and shear:

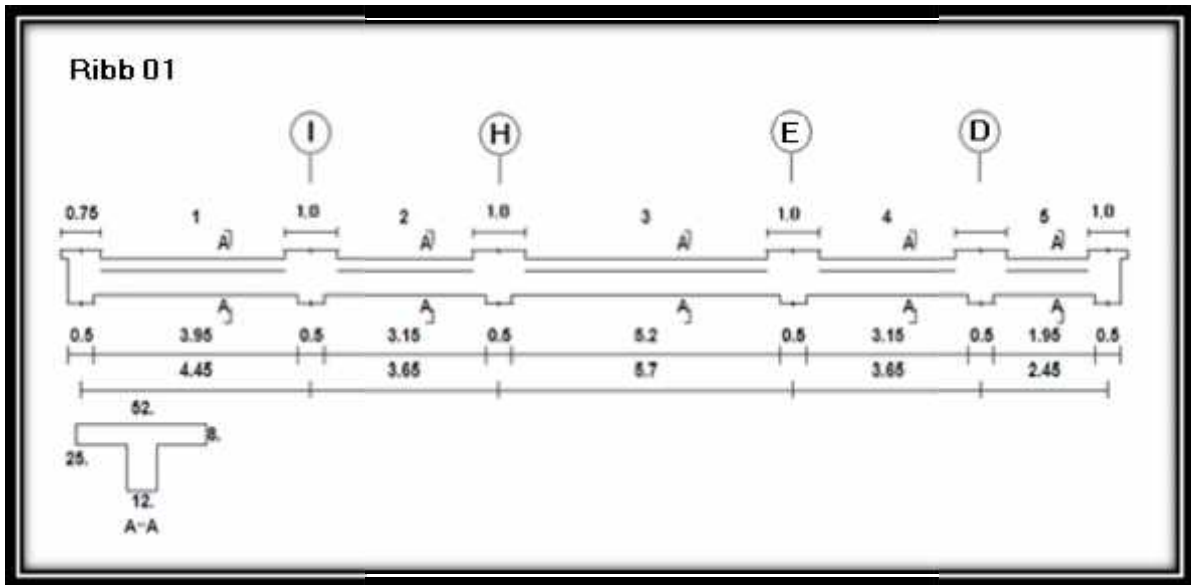


Fig. (4-1) Geometry Diagram of Rib (R01).

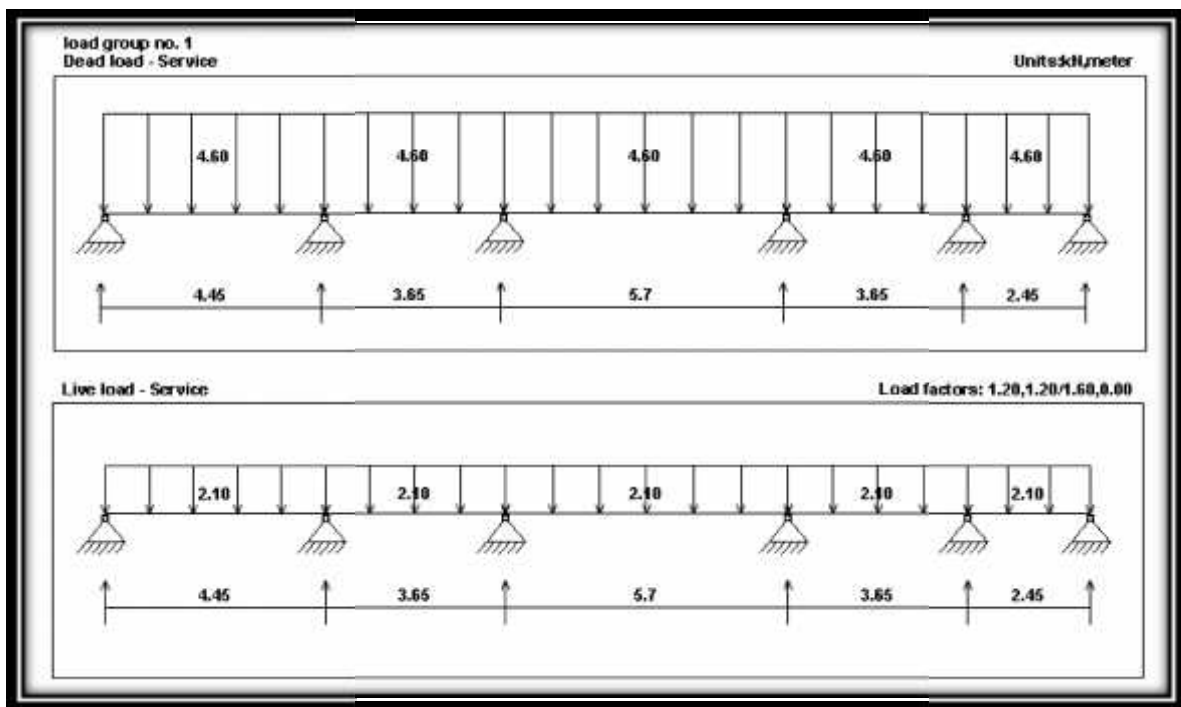


Fig. (4-2) Load Diagram of Rib (R01).

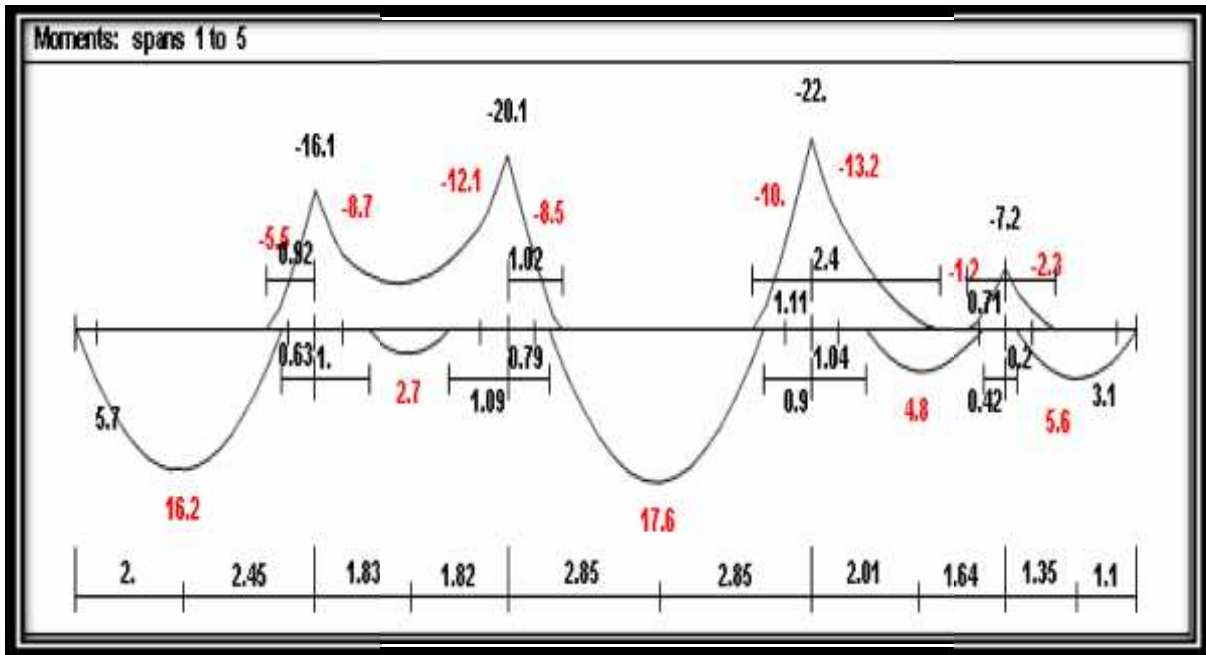


Fig. (4-3) Moment Diagram of Rib (R01).

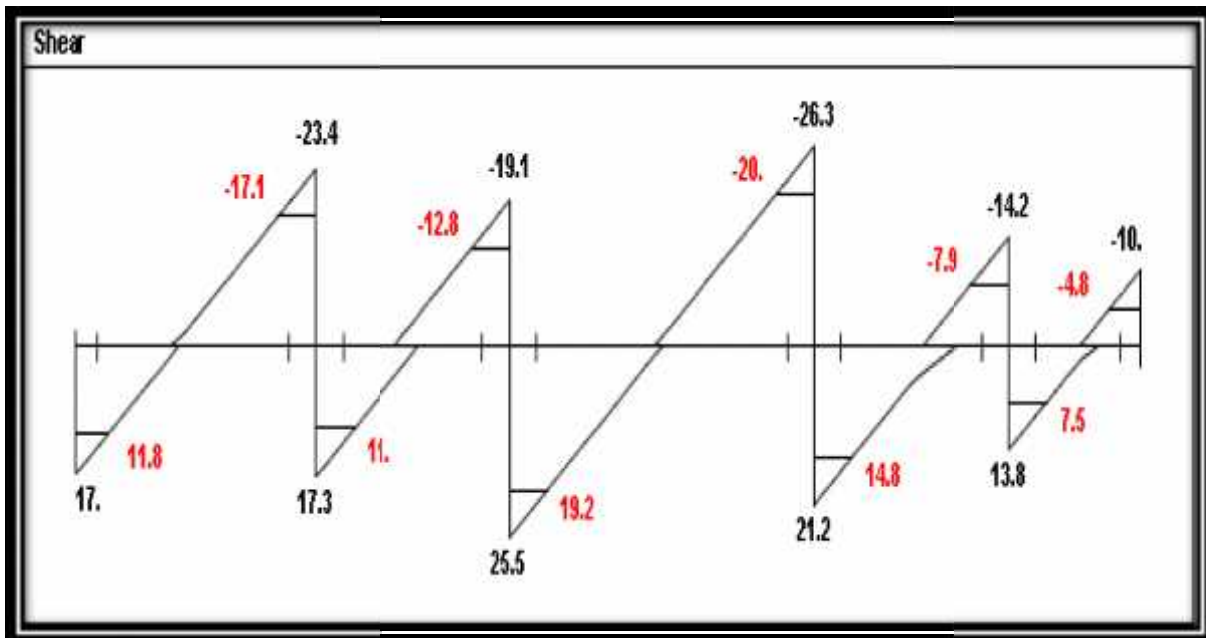


Fig. (4-4) Shear Diagram of Rib (R01).

#### 4.5.1 Design of negative moment for rib (R1) :

• **Support 4 :**

Maximum negative moment is  $M_u = -13.2 \text{ kN.m}$

$$M_u = 13.2 \text{ KN.m}$$

$$M_{n_{req}} = M_u / 0.9 = 13.2 / 0.9 = 14.66 \text{ KN / m}$$

$$d = h - \text{cover} - s - /2 = 250 - 20 - 8 - 12/2 = 216 \text{ mm.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$kn = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{(13.2/0.9) \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.216)^2} = 2.62 \text{ MPa.}$$

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

$$= \frac{1}{20.1} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.58)(2.62)}{420}} \right) = 0.0067$$

$$A_{s_{req.}} = 0.0067 (120) (216) = 173.64 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{s_{min}} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(420)} (120)(216) = 75.6 \text{ mm}^2$$

$$\geq \frac{1.4}{420} (120)(216) = 86.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 86.4 \text{ mm}^2 > 75.6 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{The larger is control}$$

$$A_{s_{min}} = 86.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{req.}} = 173.64 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 86.4 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{controls}$$

$$\text{No. of bars} = \frac{A_{s_{req.}}}{A_s} = 173.64 / 113 = 1.54 \text{ bars} \quad * \text{ Note } A_{12} = 113 \text{ mm}^2$$

Select 2 12 mm ..... Total  $A_{s_{provided}} = 226 \text{ mm}^2$ .

▪ **Check for strain :**

Tension = Compression

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

$$2 \times 113 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 38.77 \text{ mm.}$$

$$f_c' < 28 \dots \dots \dots \text{So } \rightarrow s = 0.85$$

$$c = \frac{a}{s_1} = \frac{38.77}{0.85} = 45.61 \text{ mm.}$$

$$v_s = \frac{216 - 45.61}{45.61} \times 0.003$$

$$v_s = 0.0112 > 0.005$$

⇒ **Ok**

▪ **Support 3 :**

Negative moment is  $M_u = -12.1 \text{ kN.m}$

$$M_u = 12.1 \text{ KN.m}$$

$$d = h - \text{cover} - s - /2 = 250 - 20 - 8 - 12/2 = 216 \text{ mm.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$kn = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{(12.1/0.9) \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.216)^2} = 2.4 \text{ MPa.}$$

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

$$= \frac{1}{20.1} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.58)(2.4)}{420}} \right) = 0.0061$$

$$A_{s_{\text{req}}} = 0.0061 (120) (216) = 158.12 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{s_{\text{min}}} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(420)} (120)(216) = 75.6 \text{ mm}^2$$

$$\geq \frac{1.4}{420} (120)(216) = 86.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 86.4 \text{ mm}^2 > 75.6 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{The larger is control}$$

$$A_{s_{min}} = 86.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{req.}} = 158.12 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 86.4 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{controls}$$

$$\text{No. of bars} = \frac{A_{s_{req.}}}{A_s} = 158.12/113 = 1.4 \text{ bars} \quad * \text{ Note } A_{12} = 113 \text{ mm}^2$$

Select 2 12 mm ..... Total  $A_{s_{provided}} = 226 \text{ mm}^2$ .

▪ **Check for strain**

Tension = Compression

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

$$2 \times 113 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 38.77 \text{ mm.}$$

$$f_c' < 28 \dots\dots\dots \text{So } \rightarrow s = 0.85$$

$$c = \frac{a}{s_1} = \frac{38.77}{0.85} = 45.61 \text{ mm.}$$

$$v_s = \frac{216 - 45.61}{45.61} \times 0.003$$

$$v_s = 0.0112 > 0.005$$

⇒ **Ok**

• **Support 2 :**

Negative moment is  $M_u = -8.70 \text{ kN.m}$

$$M_u = 8.7 \text{ KN.m}$$

$$d = h - \text{cover} - s - /2 = 250 - 20 - 8 - 12/2 = 216 \text{ mm.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$kn = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{(8.7/0.9) \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.216)^2} = 0.37 \text{ MPa.}$$

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

$$= \frac{1}{20.1} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.58)(0.37)}{420}} \right) = 0.00089$$

$$A_{s_{req.}} = 0.00089 (120) (216) = 23.23 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.25 \frac{\sqrt{f_c'}}{(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \dots \dots \dots (ACI318M -10.5.1)$$

$$A_{s_{min}} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(420)} (120)(216) = 75.6 \text{ mm}^2$$

$$\geq \frac{1.4}{420} (120)(216) = 86.4 \text{ mm}^2$$

$A_{s_{min}} = 86.4 \text{ mm}^2 > 75.6 \text{ mm}^2$  ..... The larger is control

$$A_{s_{min}} = 86.4 \text{ mm}^2$$

$A_{s_{req.}} = 23.23 \text{ mm}^2 < A_{s_{min}} = 86.4 \text{ mm}^2$  .....not controls

Select  $A_{s_{req}} = A_{s_{min.}} = 86.4 \text{ mm}^2$

No. of bars =  $\frac{A_{s_{req}}}{A_s} = \frac{86.4}{79} = 1.1$  bars      \* Note  $A_{10} = 79 \text{ mm}^2$

Select 2 10 mm ..... Total  $A_{s_{provided}} = 158 \text{ mm}^2$ .

▪ **Check for strain**

Tension = Compression

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

$$2 \times 79 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 27.1 \text{ mm.}$$

$$f_c' < 28 \dots \dots \dots \text{So } \rightarrow s = 0.85$$

$$c = \frac{a}{s_1} = \frac{27.1}{0.85} = 31.8 \text{ mm.}$$

$$v_s = \frac{216 - 31.8}{31.8} \times 0.003$$

$$v_s = 0.017 > 0.005$$

$\Rightarrow$  **Ok**

#### 4.5.2 Design of positive moment for rib(R01):

- **span 3 :**

$$\max \text{Mu} = 17.6 \text{ kN.m}$$

$$\text{Mn} = 17.6 / 0.9 = 19.55 \text{ kN.m}$$

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

Assume  $a = t = 8\text{cm}$

$$C = 0.85 f'_c \times a \times b_E$$

$$C = 0.85 (24) (0.08) (0.52) = 848.64 \text{ kN}$$

$$\text{Mn} = T \text{ or } C \left(d - \frac{a}{2}\right) = 848.64 \left(0.216 - \frac{0.08}{2}\right) = 149.36 \text{ kN.m}$$

$$\text{Mn available} = 149.36 \text{ kN.m} > \text{Mn required} = 19.55 \text{ kN.m}$$

Then design as a rectangular with  $b_E = 52 \text{ cm}$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$k_n = \frac{\text{Mn}}{b \times d^2} = \frac{19.55 \times 10^{-3}}{0.52 \times (0.216)^2} = 0.8 \text{ MPa}$$

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

$$\dots = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.58)(0.8)}{420}}\right) = 0.00196$$

$$A_s = \dots \times b \times d$$

$$A_{s_{\text{req.}}} = 0.00196 \times 520 \times 216 = 220 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \dots \dots \dots (ACI318M - 10.5.1)$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(420)} (120)(216) \geq \frac{1.4}{420} (120)(216)$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 75.58 \text{ mm}^2 < 86.4 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{the larger control}$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 86.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\text{req.}}} = 220 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{min}}} = 86.4 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{ok}$$

So select 2 12

$$A_{s_{provided}} = 226 \text{ mm}^2.$$

▪ **Check for strain**

$$T = C$$

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

$$2 \times 113 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

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

$$c = \frac{a}{s_1} = \frac{8.95}{0.85} = 10.53 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{216 - 10.53}{10.53} \times 0.003$$

$$v_s = 0.059 > 0.005$$

⇒ Ok

▪ **Span 1 :**

$$M_u = 16.2 \text{ kN.m}$$

$$M_n = 16.2 / 0.9 = 18 \text{ kN.m}$$

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

Assume  $a = t = 8 \text{ cm}$

$$C = 0.85 f_c' \times a \times b_E$$

$$C = 0.85 (24) (0.08) (0.52) = 848.64 \text{ kN}$$

$$M_n = T \text{ or } C \left( d - \frac{a}{2} \right) = 848.64 \left( 0.216 - \frac{0.08}{2} \right) = 149.36 \text{ kN.m}$$

$$M_n \text{ available} = 149.36 \text{ kN.m} \gg M_n \text{ required} = 19.55 \text{ kN.m}$$

Then design as a rectangular with  $b_E = 52 \text{ cm}$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$k_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{18 \times 10^{-3}}{0.52 \times (0.216)^2} = 0.74 \text{ MPa}$$

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

$$\dots = \frac{1}{20.58} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.58)(0.74)}{420}} \right) = 0.00179$$

$$As = \dots \times b \times d$$

$$As_{req.} = 0.00179 \times 520 \times 216 = 202 \text{ mm}^2.$$

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

$$As_{min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(420)} (120)(216) \geq \frac{1.4}{420} (120)(216)$$

$$As_{min} = 75.58 \text{ mm}^2 < 86.4 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{the larger control}$$

$$As_{min} = 86.4 \text{ mm}^2$$

$$As_{req.} = 202 \text{ mm}^2 > As_{min} = 86.4 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{ok}$$

So select 2 12

$$As_{provided} = 226 \text{ mm}^2.$$

⇒ Ok

▪ **Check for strain**

$$T = C$$

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

$$2 \times 113 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

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

$$c = \frac{a}{S_1} = \frac{8.95}{0.85} = 10.53 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{216 - 10.53}{10.53} \times 0.003$$

$$v_s = 0.059 > 0.005$$

⇒ Ok

▪ **span 5 :**

**Mu = 5.6 kN.m**

Mn = 5.6 / 0.9 = 6.22 kN.m

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

Assume a = t = 8cm

$$C = 0.85 f'_c \times a \times b_E$$

$$C = 0.85 (24) (0.08) (0.52) = 848.64 \text{ kN}$$

$$Mn = T \text{ or } C \left( d - \frac{a}{2} \right) = 848.64 \left( 0.216 - \frac{0.08}{2} \right) = 149.36 \text{ kN.m}$$

Mn available = 149.36 kN.m > Mn required = 6.22 kN.m

Then design as a rectangular with  $b_E = 52 \text{ cm}$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$k_n = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{6.22 \times 10^{-3}}{0.52 \times (0.216)^2} = 0.256 \text{ MPa}$$

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

$$\dots = \frac{1}{20.58} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.58)(0.256)}{420}} \right) = 0.00014$$

$$As = \dots \times b \times d$$

$$As_{req.} = 0.00014 \times 520 \times 216 = 69 \text{ mm}^2.$$

$$As_{min} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{(f_y)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (bw)(d) \dots \dots \dots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(420)} (120)(216) \geq \frac{1.4}{420} (120)(216)$$

$$As_{min} = 75.58 \text{ mm}^2 < 86.4 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{the larger control}$$

$$As_{min} = 86.4 \text{ mm}^2$$

$$As_{req.} = 69 \text{ mm}^2 < As_{min} = 86.4 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots As_{min} \text{ controls}$$

So select 2 10

$$A_{s_{provided}} = 158 \text{ mm}^2.$$

⇒ Ok

▪ **Check for strain**

$$T = C$$

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

$$2 \times 79 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 6.2 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{s_1} = \frac{6.2}{0.85} = 7.3 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{216 - 7.3}{7.3} \times 0.003$$

$$v_s = 0.08 > 0.005$$

⇒ Ok

### 4.5.3 Design of shear for rib (R1):

ACI – 318 – Categories for shear design:

▪ **Span 3 :**

$$V_{u \text{ critical}} = 20 \text{ kN}$$

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

$$\frac{1}{2} \Phi V_c = \frac{1}{2} \times \Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_w \times d$$

$$= \frac{1}{2} \Phi V_c = \frac{1}{2} \times 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 120 \times 216$$

$$= 7.93 \text{ kN}$$

$$V_u > \frac{1}{2} \Phi V_c \dots \dots \dots \text{not control}$$

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

$$\Phi V_c = 7.93 \times 2 = 15.87 \text{ KN}$$

$V_u > \Phi V_c$  .....not control

$$3. \Phi V_c \leq V_u \leq \Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}}$$

$$\Phi V_{s_{\min}} = \frac{\Phi}{3} \times bw \times d = \frac{0.75}{3} \times 0.12 \times 0.216 = 6.48 \text{ KN}$$

$$\geq \frac{1}{16} \sqrt{f_c'} \times bw \times d = \frac{1}{16} \times \sqrt{24} \times 0.12 \times 0.216 = 7.94 \text{ KN} \text{ .....controls}$$

$$\Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}} = 15.87 + 7.94 = 23.81 \text{ KN.}$$

$\Rightarrow$  Ok

Use minimum shear reinforcement

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{\min} = \frac{1}{3} \frac{bw}{f_y t} = \frac{1}{3} \times \frac{0.12}{420} = 9.5 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$$\geq \frac{1}{16} \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y t} = \frac{1}{16} \times \frac{\sqrt{24}}{420} = 7.29 \times 10^{-4} \text{ .....controls}$$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{\min} = 7.29 \times 10^{-4}$$

Try 2 legs 8

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{\min} = \frac{2 \times 50.24 \times 10^{-6}}{s} = 7.29 \times 10^{-4}$$

$$S_{req.} = 0.137 \text{ m.} < 600 \text{ mm.}$$

$$< \frac{d}{2} = \frac{216}{2} = 108 \text{ mm.}$$

Select 8 @ 12.5 cm c/c.

#### 4-6 Design of Beam (B07)at Ground floor:

Using "Atir" software for the following figure of geometry, loads and values of moment and shear:

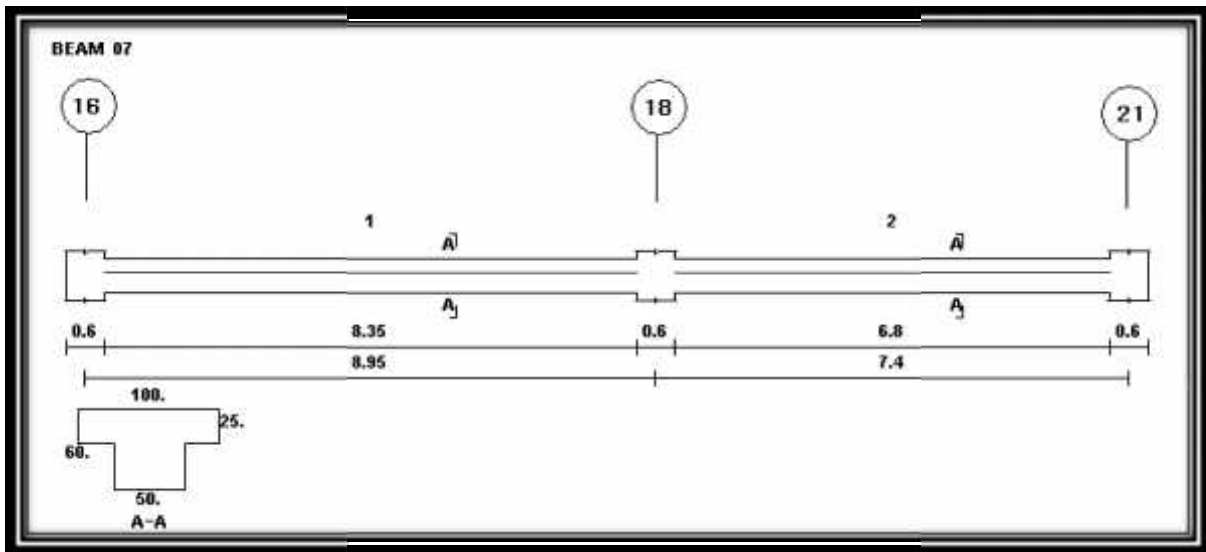


Fig. (4-5) Geometry Diagram of Beam (07).

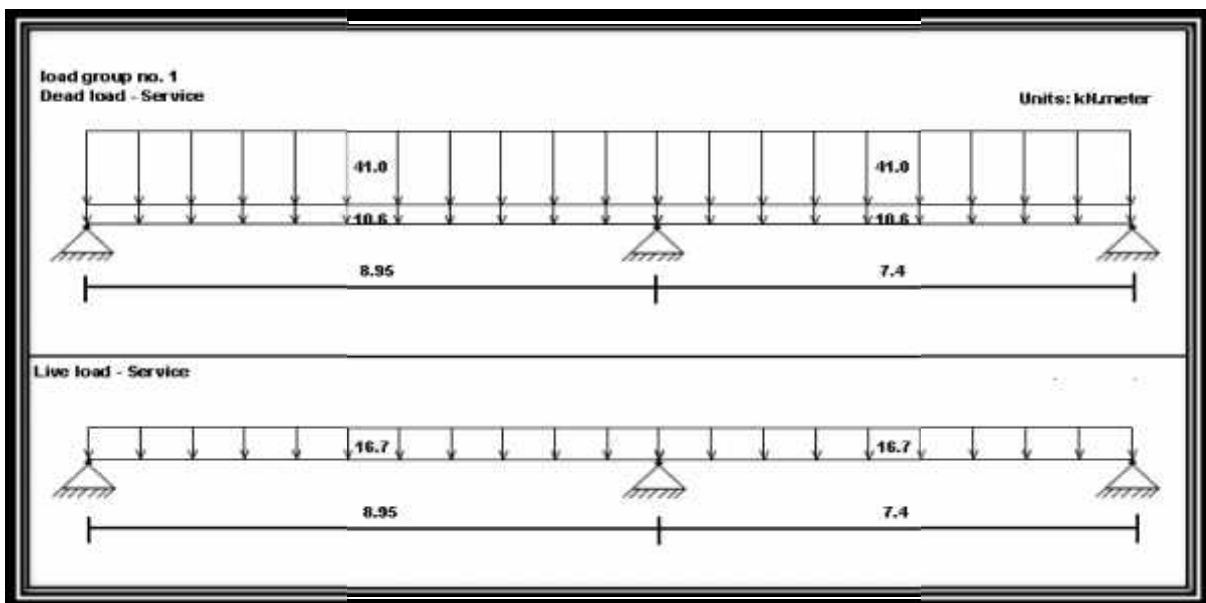


Fig. (4-6) Load Diagram of Beam (B07).

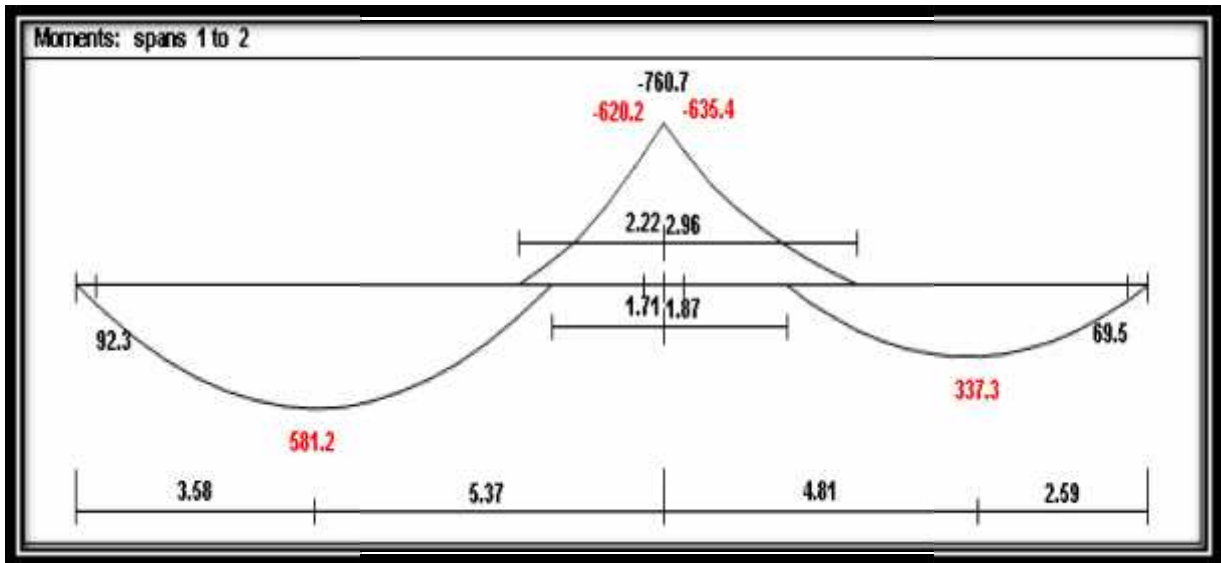


Fig. (4-7) Moment Diagram of Beam (B07).

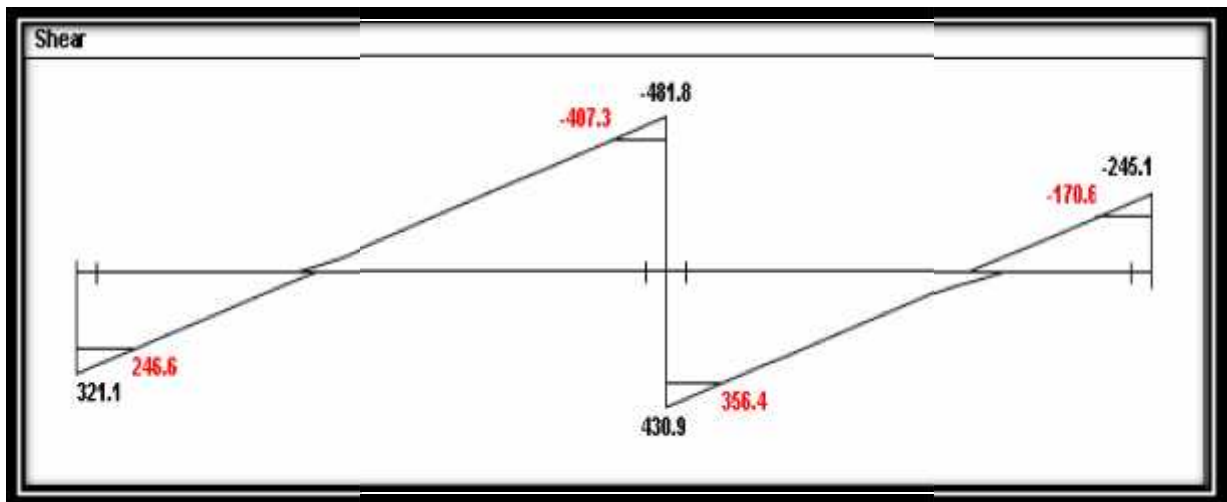


Fig. (4-8) Shear Diagram of Beam (B07).

Table (4-1) Loads computation for Beam(B07).

Dead load	$21.32/0.52$	41 KN/m
Live load	$8.684/0.52$	16.7 KN/m
Self weight for T section	$((0.6 \times 0.5) + (0.25 \times 0.5)) \times 25$	10.6 KN/m

For Isolated Beam according to ACI -318M- 8.10.4 the effective width to the isolated T-section beam:

$$t_f = 25\text{cm}$$

$$b_w \leq 2t_f = 50\text{cm}$$

$$\text{take....} b_w = 50\text{cm}$$

$$bE \leq 4b_w = 200\text{cm}$$

$$\text{take.....} bE = 100\text{cm}$$

#### 4.6.1 Design of negative moment for beam (B07):

$$d = 600 - 40 - 10 - 10 = 540\text{mm}$$

$$M_u = 635.4\text{ kN.m}$$

$$M_{n\text{req}} = 635.4 / 0.9 = 706\text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$k_n = \frac{M_u / \Phi}{b \times d^2} = \frac{(635.4 / 0.9) \times 10^{-3}}{0.5 \times (0.54)^2} = 4.84\text{ MPa.}$$

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

$$\dots = \frac{1}{20.58} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 4.84}{420}} \right)$$

$$\dots = 0.0134$$

$$A_s = 0.0134 \times 500 \times 540$$

$$A_s = 3618\text{ mm}^2$$

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

$$A_{s\text{min}} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(420)} (500)(540) \geq \frac{1.4}{420} (500)(540)$$

$$A_{s\text{min}} = 787.3\text{mm}^2 < 900\text{mm}^2 \dots \dots \dots \text{the larger control}$$

$$A_{s_{req}} = 3618 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 900 \text{ mm}^2$$

Select  $\Phi 25$  .....  $A_s = 491 \text{ mm}^2$  .

$$\text{No. of bars} = \frac{3618}{491} = 7.37 \text{ bars}$$

Select 8  $\Phi 25$

$$A_s = 491 \times 8 = 3928 \text{ mm}^2$$

▪ **Check for strain**

$$T = C$$

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

$$8 \times 491 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 500 \times a$$

$$a = 161.74 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{s} = \frac{161.74}{0.85} = 190.3 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{540 - 190.3}{190.3} \times 0.003$$

$$v_s = 0.00551 > 0.005$$

⇒ Ok

**4.6.2 Design of positive moment for beam (B07):**

▪ **Span 1 :**

$$d = 600 - 40 - 10 - 10 = 540 \text{ mm}$$

$$Mu = 581.2 \text{ kN.m}$$

$$Mn_{req} = 581.2 / 0.9 = 645.78 \text{ kN.m}$$

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

$$a = t = 25 \text{ cm}$$

$$C = 0.85 f_c' \times a \times b_E$$

$$C = 0.85 (24) (0.25) (1.0) = 5100 \text{ kN}$$

$$Mn = T \text{ or } C \left( d - \frac{a}{2} \right) = 5100 \left( 0.54 - \frac{0.25}{2} \right) = 2116.5 \text{ kN.m}$$

$$Mn \text{ available} = 2116.5 \text{ kN.m} > Mn \text{ required} = 645.78 \text{ kN.m}$$

Then design as a rectangular with  $b_E = 100 \text{ cm}$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$k_n = \frac{Mu/\Phi}{b \times d^2} = \frac{(581.2/0.9) \times 10^{-3}}{1.0 \times (0.54)^2} = 2.21 \text{ MPa}$$

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

$$\dots = \frac{1}{20.58} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.58 \times 2.21}{420}} \right)$$

$$\dots = 0.0056$$

$$A_s = 0.0056 \times 1000 \times 540$$

$$A_{s_{\text{req}}} = 3021.3 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{s_{\text{min}}} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(420)} (500)(540) \geq \frac{1.4}{420} (500)(540)$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 787.3 \text{ mm}^2 < 900 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{the larger controls}$$

$$A_{s_{\text{req}}} = 3021.3 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{min}}} = 900 \text{ mm}^2$$

Select  $\Phi 25 \dots \dots A_s = 491 \text{ mm}^2$ .

$$\text{No. of bars} = \frac{3021.3}{491} = 6.15 \text{ bars}$$

Use 7  $\Phi 25$

$$\text{Area of steel} = 7 \times 491 = 3437 \text{ mm}^2$$

▪ **Check for strain**

$$T = C$$

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

$$7 \times 491 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 1000 \times a$$

$$a = 70.76 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{s} = \frac{70.76}{0.85} = 83.25 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{540 - 83.25}{83.25} \times 0.003$$

$$v_s = 0.0165 > 0.005$$

⇒ Ok

▪ **Span 2 :**

$$d = 600 - 40 - 10 - 10 = 540 \text{ mm}$$

$$Mu = 337.3 \text{ kN.m}$$

$$Mn_{req} = 337.3 / 0.9 = 374.78 \text{ kN.m}$$

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

$$a = t = 25 \text{ cm}$$

$$C = 0.85 f_c' \times a \times b_E$$

$$C = 0.85 (24) (0.25) (1.0) = 5100 \text{ kN}$$

$$Mn = T \text{ or } C \left( d - \frac{a}{2} \right) = 5100 \left( 0.54 - \frac{0.25}{2} \right) = 2116.5 \text{ kN.m}$$

$$Mn \text{ available} = 2116.5 \text{ kN.m} > Mn \text{ required} = 374.78 \text{ kN.m}$$

Then design as a rectangular with  $b_E = 100 \text{ cm}$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$k_n = \frac{Mu / \Phi}{b \times d^2} = \frac{(337.3 / 0.9) \times 10^{-3}}{1.0 \times (0.54)^2} = 1.29 \text{ MPa}$$

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

$$\dots = \frac{1}{20.58} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.58 \times 1.29}{420}} \right)$$

$$\dots = 0.00316$$

$$As = 0.00316 \times 1000 \times 540$$

$$As_{req} = 1708 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{s_{\min}} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(420)} (500)(540) \geq \frac{1.4}{420} (500)(540)$$

$$A_{s_{\min}} = 787.3 \text{mm}^2 < 900 \text{mm}^2 \dots \dots \dots \text{the larger controls}$$

$$A_{s_{req}} = 1708 \text{mm}^2 > A_{s_{\min}} = 900 \text{mm}^2 \dots \dots \dots \text{The larger controls}$$

Select  $\Phi 25$  .....  $A_s = 491 \text{mm}^2$  .

$$\text{No. of bars} = \frac{1708}{491} = 3.48 \text{bars}$$

Use 4  $\Phi 25$

$$\text{Area of steel} = 4 \times 491 = 1964 \text{mm}^2$$

▪ **Check for strain**

$$T = C$$

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

$$4 \times 491 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 1000 \times a$$

$$a = 40.44 \text{mm}$$

$$c = \frac{a}{s} = \frac{40.44}{0.85} = 47.6 \text{mm}$$

$$v_s = \frac{540 - 47.6}{47.6} \times 0.003$$

$$v_s = 0.031 > 0.005$$

⇒ Ok

### 4.6.3 Design of shear for beam (B07):

Follow the Categories for shear design:

$$V_u \text{ critical} = 407.3 \text{ kN}$$

Use 10 with two legs

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

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

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \Phi V_c &= \frac{1}{2} \times \Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_w \times d \\ &= \frac{1}{2} \times 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 500 \times 540 = 82.7 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_u > \frac{1}{2} \Phi V_c \dots \dots \dots \text{not control}$$

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

$$\frac{1}{2} \Phi V_c = \frac{1}{2} \times \Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_w \times d$$

$$\Phi V_c = 82.7 \times 2 = 165.34 \text{ kN}$$

$$V_u > \Phi V_c \dots \dots \dots \text{not control}$$

3.  $\Phi V_c \leq V_u \leq \Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}}$

$$\Phi V_{s_{\min}} \geq 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) \times b_w \times d \geq \frac{0.75}{16} \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$\Phi V_{s_{\min}} \geq 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) \times 0.5 \times 0.54 \times 10^3 \geq \frac{0.75}{16} \sqrt{24} \times 0.5 \times 0.54 \times 10^3$$

$$\Phi V_{s_{\min}} \geq 67.5 \text{ kN} \geq 62.0 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{s_{\min}} = 67.5 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}} = 165.34 + 67.5 = 232.84 \text{ kN}$$

$$V_u > \Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}} \dots \dots \dots \text{not control}$$

$$4. \quad \Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}} \leq V_u \leq \Phi V_c + \Phi \times \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$\Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_w \times d = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{3} \times 500 \times 540 = 330.7 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c + \Phi \times \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \times b_w \times d = 165.34 + 330.7 = 496 > V_u$$

$$\Phi V_{s_{req.}} + \Phi V_c \geq V_u$$

$$\Rightarrow \Phi V_{s_{req.}} = V_u - \Phi V_c = 407.3 - 165.34 = 241.96 \text{ kN}$$

$$S_{req.} = \frac{\Phi \times A_v \times f_y \times d}{\Phi V_{s_{req.}}} = \frac{0.75 \times 158 \times 420 \times 540}{241.96 \times 10^3} = 11.1 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{control.}$$

$$S \leq \frac{d}{2} = \frac{54.0}{2} = 27.0 \text{ cm} < 60 \text{ cm}$$

Select 10 @ 10 cm c/c

#### 4.7 Design of beam (B32) I-section :

Use A36-steel :

F<sub>y</sub>=36 ksi.

Determine of dead load:

Tiles=0.03x1.0x1.0x22=0.66 KN/m<sup>2</sup>.

Mortar=0.02x1.0x1.0x22=0.44 KN/m<sup>2</sup>.

Sand=0.1x1.0x1.0x17=1.7 KN/m<sup>2</sup>.

Plastering=0.03x1.0x1.0x22=0.66 KN/m<sup>2</sup>.

Partitions=2.38 KN/m<sup>2</sup>.

Solid slab =0.2x1.0x1.0x25=5 KN/m<sup>2</sup>.

dead load = 10.84 KN/m<sup>2</sup>.

Live load=5 KN/m<sup>2</sup>.

q<sub>u</sub> = 84.03 KN/m = 5.8Kip/ft.

V<sub>u</sub>=5.8x14/2=40.6 Kip.

M<sub>u</sub>=40.6x14/2-5.8x7x7/2=142.1Kip.ft

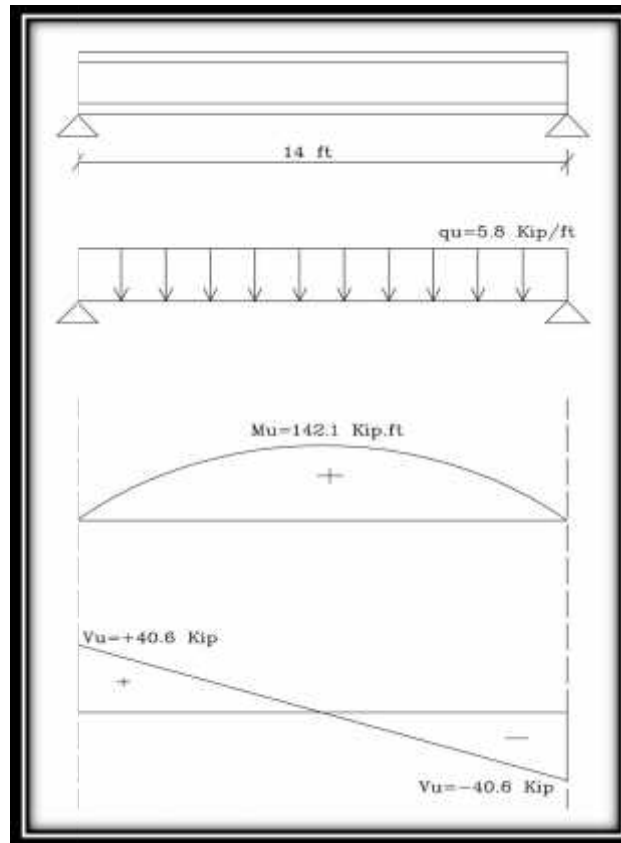


Fig (4.9) moment and shear of beam (B32).

#### 4.7.1 Design of moment for beam (B32) :

$$M_n = M_u$$

$$= 0.9 \text{ (Under Strength Factor)}$$

$$M_n = F_y \cdot Z_x$$

$$0.9 \cdot 36 \cdot Z_{x.req} = 142.1 \quad \dots \quad Z_{x.req} = 4.38 \text{ ft}^3 \quad \dots \quad Z_{x.req} = 52.56 \text{ in}^3.$$

From Standard Code.

Select W 12x45

$$Z_x = 64.7 \text{ in}^3 > Z_{x.req} = 52.56 \text{ in}^3 \quad \dots \quad \text{ok}$$

Check local plate buckling :

From code standard  $d = 12.0$  in.

$$f = b_f / 2t = 7.0 < 10.8 \quad \text{code table 7.4.2}$$

$$p = h / t_w = 29 \ll 107 \quad \text{code table 7.4.2}$$

#### 4.7.2 Design of shear force for beam(B32):

$$.V_n \quad V_u$$

$$V_n = 0.6 * F_y * d * t_w.$$

$$0.9 * 0.6 * F_y * d * t_w \quad V_u$$

$$0.9 * 0.6 * 36 * 12.0 * 0.335 \quad V_u$$

$$78.1 > 40.6 \text{ Kip} \dots \text{ok}$$

Check shear local plate buckling:

$$h/t_w = 29 < \lambda_{lim} = 69.7 \quad \text{code table 7.7.1}$$

limit of deflection:

$$f_{allow} = L/360 = 14.0 * 12.0 / 360 = 0.467 \text{ in.}$$

$$f_{max} = \frac{(5/384) * [LL * (L)^4]}{2900 * I_{req}} \quad f_{allow}.$$

$$\text{For profile W12x45} \quad I_{provided} = 350 \text{ in}^4.$$

$$0.467 = \frac{(5/384) * [6.5/12 * (14 * 12)^4]}{2900 * I_{req}}$$

$$I_{provided} = 350 \text{ in}^4 > I_{req} = 170 \text{ in}^4 \dots \text{Safe}$$

We select a profile W12x45.

#### 4.8 Design of One-way solid slab:

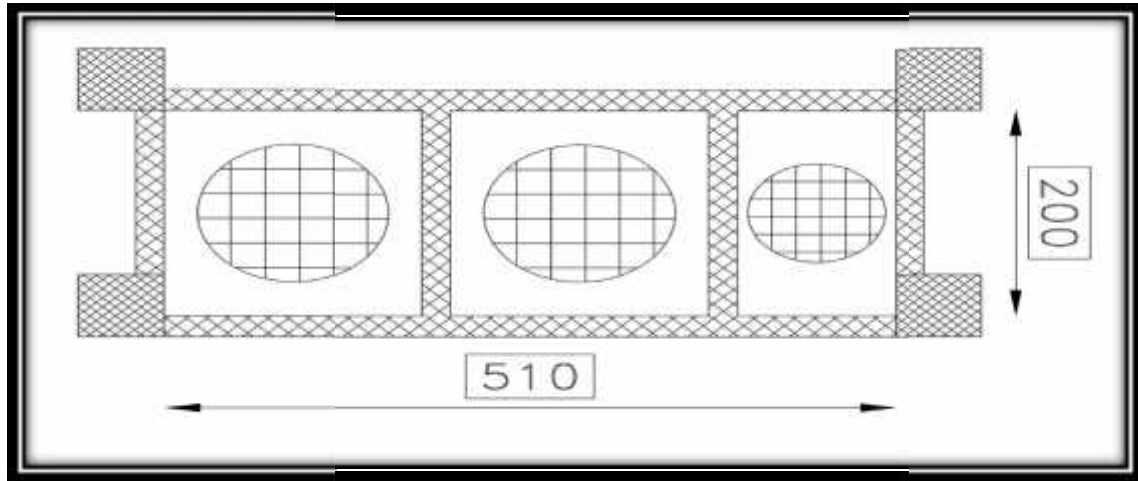


Fig (4.10) One-Way Solid Slab Plane.

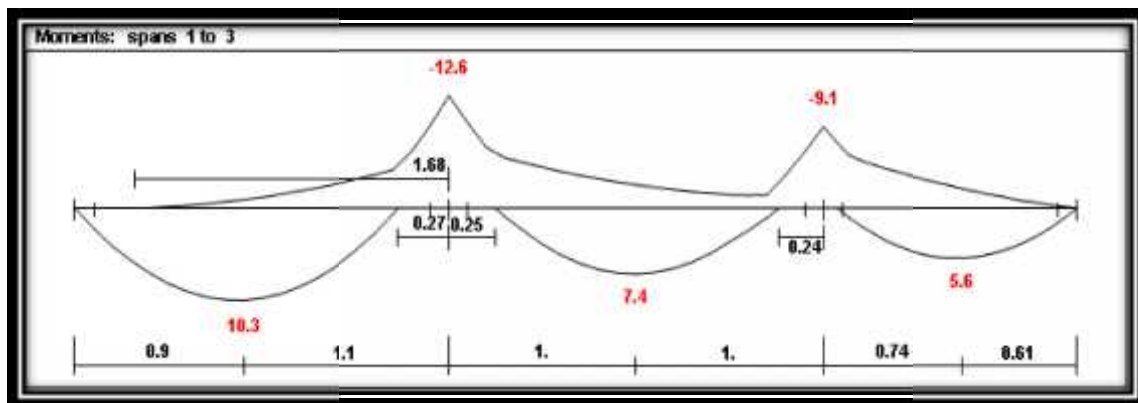


Fig. (4-11) Moment Diagram of One-Way Solid Slab.

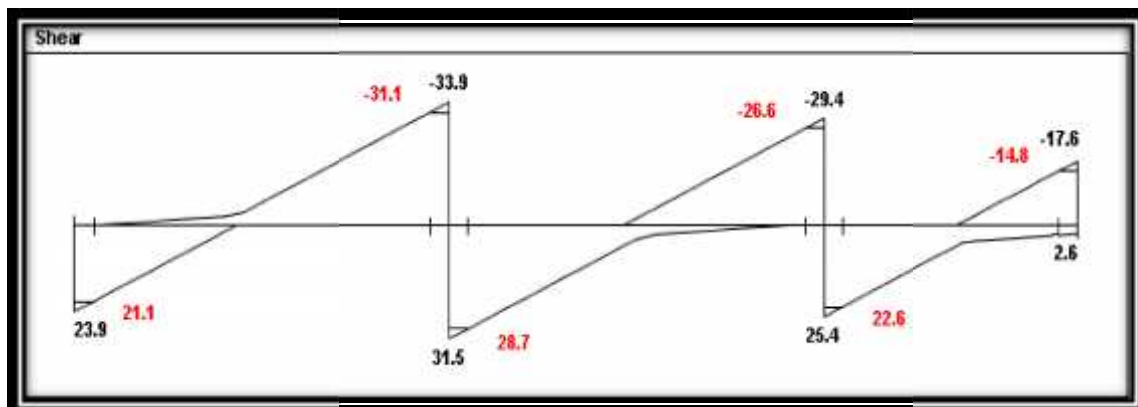


Fig. (4-12) Shear Diagram of One-Way Solid Slab.

#### 4.8.1 Determination of thickness for solid slab:

$$h = \frac{L}{24} = \frac{2.0}{24} = 8.3\text{cm}$$

Select  $h = 10\text{cm}$

#### 4.8.2 Load Calculation:

$$D.L = 3\text{KN}/\text{m}^2$$

$$L.L = 15\text{KN}/\text{m}^2$$

#### 4.8.3 Design for positive moment:

$$d = 100 - 20 - 12 = 68\text{mm}$$

$$Mu = 10.3\text{KN.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{10.3}{0.9} = 11.44\text{KN.m}$$

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{11.44}{(1)(0.068)^2} = 2.475\text{Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

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

$$\dots = \frac{1}{20.58} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.475 \times 20.58}{420}} \right] = 0.0063$$

$$As_{req} = \dots \times b \times d$$

$$= 0.0063 \times 1000 \times 68 = 428.3\text{mm}^2$$

$$As_{min} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 100 = 180\text{mm}^2$$

$$As_{min} = 180\text{mm}^2 < As_{req} = 428.3 \dots \text{controll}$$

$$\Rightarrow As = 428.3\text{mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = \frac{428.3}{113} = 3.79$$

Use W12 @ 25cm c / c

▪ **Check for strain**

Tension = Compression

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

$$565 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 1000 \times a$$

$$a = 11.63 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{11.63}{0.85} = 13.68 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{68 - 13.68}{13.68} \times 0.003$$

$$v_s = 0.01 \gg 0.005 \dots \text{ok}$$

**4.8.4 Design of negative moment:**

$$d = 100 - 20 - 12 = 68 \text{ mm}$$

$$Mu = 12.6 \text{ KN.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{12.6}{0.9} = 14 \text{ KN.m}$$

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{14}{(1)(0.068)^2} = 3.03 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

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

$$\dots = \frac{1}{20.58} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3.03 \times 20.58}{420}} \right] = 0.00785$$

$$As_{req} = \dots \times b \times d$$

$$= 0.00785 \times 1000 \times 68 = 533.67 \text{ mm}^2$$

$$As_{min} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 100 = 180 \text{ mm}^2$$

$$As_{min} = 180 \text{ mm}^2 < As_{req} = 533.67 \dots \text{controll}$$

$$\Rightarrow As = 533.67 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = \frac{533.67}{113} = 4.7$$

Use W12 @ 20cm c / c

▪ **Check for strain**

Tension = Compression

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

$$678 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 1000 \times a$$

$$a = 13.96 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{s_1} = \frac{13.96}{0.85} = 16.4 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{68 - 16.4}{16.4} \times 0.003$$

$$v_s = 0.0095 > 0.005 \dots \text{ok}$$

**4.8.5 Shrinkage & Temperature Reinforcement in top layer:**

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \times b \times h$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \times 1000 \times 100 = 180$$

$$\# \text{ of bars} = \frac{180}{79} = 2.278$$

Use W10 @ 25 cm c / c

**4.8.7 Check for shear :**

$$wV_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{24} \times 1 \times 0.068 \times 10^3 = 41.6 > V_u = 31.1 \dots \text{ok}$$

no shear reinforcement is required.

## 4.9 Design of Stairs:

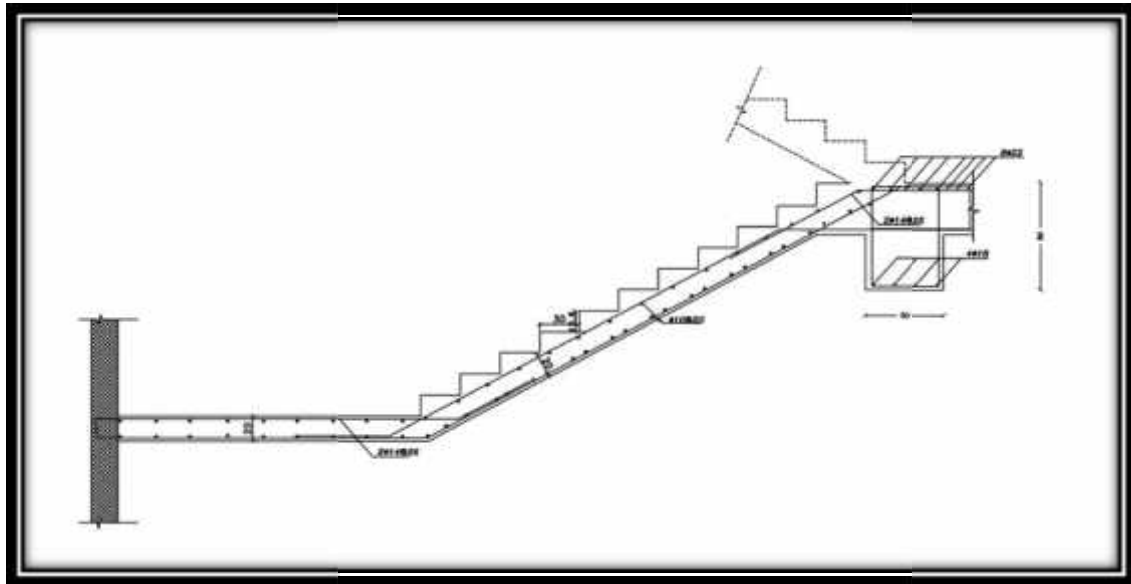


Fig.(4-13) Cross Section for the Staircase.

### 4.9.1 Determination of Slab Thickness:

By limitation of deflection for solid slabs :

$$h_{req} \geq \frac{L}{20} \dots \dots \text{simply supported case}$$

$$h_{req} \geq \frac{3.75}{20} = 0.188m \Rightarrow \text{select slab thickness} = 20cm$$

$$d = 20 - 2 - 1 = 17cm$$

$$w = \tan^{-1}\left(\frac{16.6}{30}\right) = 29.0^\circ$$

### 4.9.2 Loads Calculation:

Dead load compination for flight:-

1. Concrete =  $(0.20) \times (25) \times (1)/\cos(29.0) = 5.72 \text{ kN/m}^2$ .
2. Plastering =  $(0.02) \times (22) \times (1)/\cos(29.0) = 0.503 \text{ kN/m}^2$ .
3. Stair =  $(0.5) \times (0.3) \times (0.17) \times (25)/(0.3) = 2.125 \text{ kN/m}^2$ .
4. Mortar =  $(0.17+0.30) \times (0.02) \times (22)/(0.3) = 0.689 \text{ kN/m}^2$ .
5. Tiles =  $(0.17+0.33) \times (0.03) \times (27)/(0.3) = 1.35 \text{ kN/m}^2$ .

Total dead load =  $5.72+0.503+2.125+0.689+1.35= 10.4 \text{ kN/m}^2$ .

Dead load compination for landing:-

1. Concrete =  $(0.20) \times (24) = 4.8 \text{ kN/m}^2$ .
2. Plastering =  $(0.02) \times (22) = 0.44 \text{ kN/m}^2$ .
3. Mortar =  $(0.02) \times (22) = 0.44 \text{ kN/m}^2$ .
4. Tiles =  $(0.03) \times (27) = 0.81 \text{ kN/m}^2$ .

Total dead load =  $4.8+0.44+0.44+0.81= 6.5 \text{ kN/m}^2$ .

Live load for stairs =  $3 \text{ kN/m}^2$

#### 4.9.3 Design Against Shear:-

The following figure shows the shear envelope of the staircase.

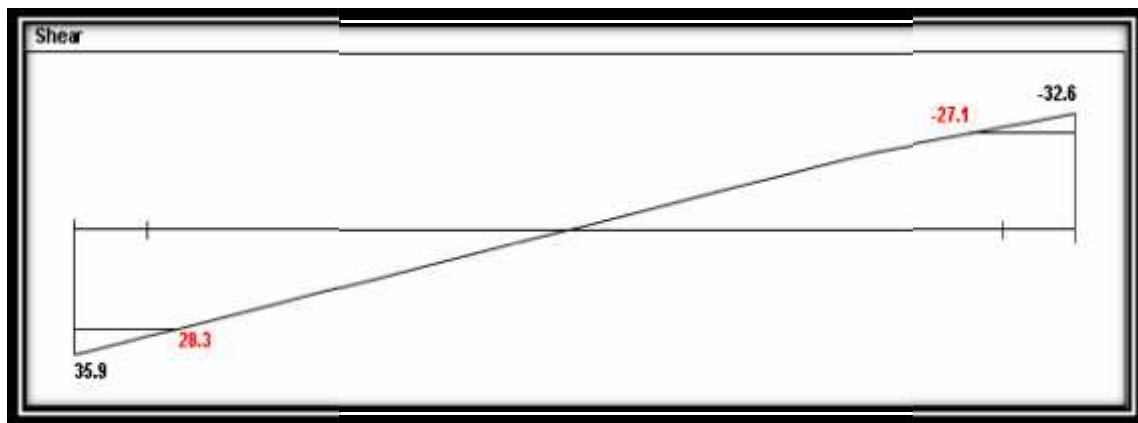


Fig.(4-14) Shear Diagram of Staircase.

$$V_u = A_y \times \cos 29.0$$

$$V_u = 35.9 \times \cos 29.0 = 31.4 \text{ KN.}$$

$$wV_c = \frac{w \sqrt{f_c'} \times b_w \times d}{6}$$

$$wV_c = \frac{0.75 \times \sqrt{24} \times 1 \times 0.170}{6} = 104.1 \text{ KN}$$

$$wV_c = 104.1 > V_u = 31.4$$

$$\therefore wV_c > V_{u_{critical}}$$

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

#### 4.9.4 Design Against Bending:



Fig.(4-15) Moment Diagram of Staircase.

$$Mu_{\max} = 37.2 \text{ KN.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{37.2}{0.9} = 41.3 \text{ KN.m}$$

$$Kn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{41.3 \times 10^6}{1000 \times (170)^2} = 1.43 \text{ kN/m}^2$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$\dots = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}} \right) = \frac{1}{20.58} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.58)(1.43)}{420}} \right) = 0.0035$$

$$As_{(req.)} = \dots \times b \times d = 0.0035 \times 1000 \times 170 = 595 \text{ mm}^2$$

$$As_{\min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(420)} (1000)(170) \geq \frac{1.4}{420} (1000)(170)$$

$$As_{\min} = 495.7 \text{ mm}^2 \leq 566.67 \text{ mm}^2$$

$$As_{req.} = 595 \text{ mm}^2 > As_{\min} = 566.67 \text{ mm}^2 \dots As_{req} \text{ (control)}$$

⇒ Use 1Φ14@25cm c/c with  $As = 616 \text{ mm}^2 > As_{req} = 600.74 \text{ mm}^2 \dots$  bottom reinforcement

**For secondary reinforcement:**

$$A_{s_{shr. \& temp.}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 200 = 360 \text{ mm}^2$$

Select  $1\Phi 10 @ 20 \text{ cm c/c}$  ...for top & bottom reinforcement

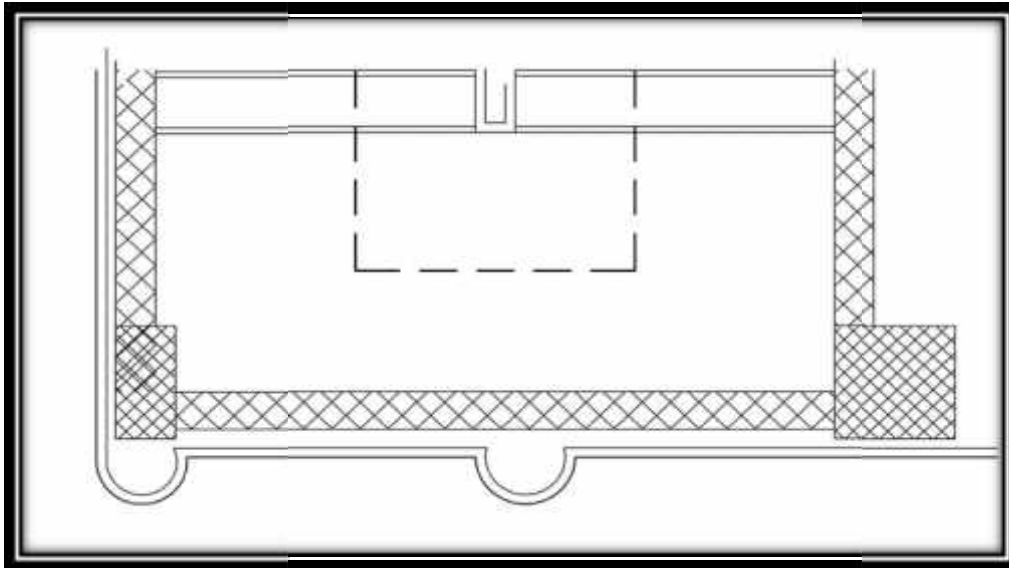
**For top reinforcement:**

$$A_{s_{(req.)}} = \dots \times b \times d = 0.0035 \times 1000 \times 170 = 595 \text{ mm}^2$$

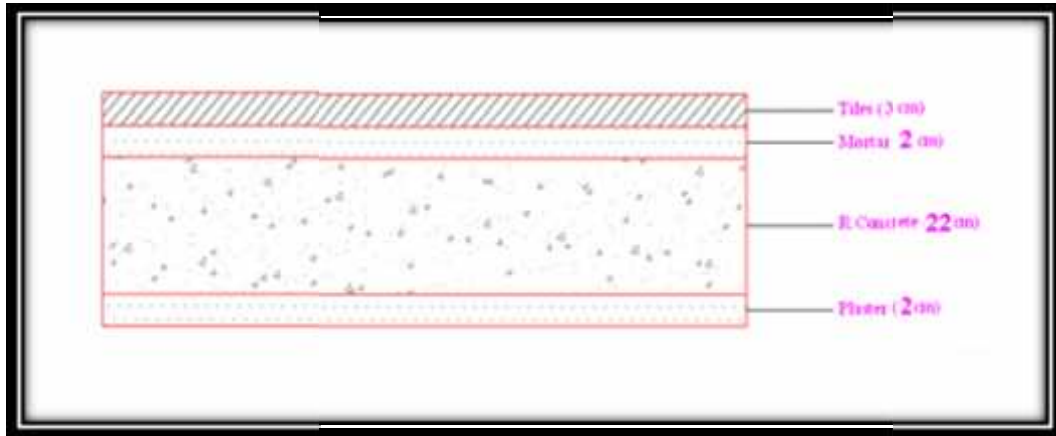
$$A_{s_{min}} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(420)} (1000)(170) \geq \frac{1.4}{420} (1000)(170) \dots \text{control}$$

$\Rightarrow$  Use  $1\Phi 14 @ 25 \text{ cm c/c}$  with  $A_s = 616 \text{ mm}^2 > A_{s req} = 595 \text{ mm}^2$  ..for top reinforcement

#### 4.9.5 Design of Landing:-



**Fig.(4-16) Top View Landing.**



**Fig.(4-17) Section in Stair's Landing.**

- **Dead Load calculations:-**

h slab=20cm

1. Tiles =  $(0.03) \times (27) = 0.81 \text{ kN/m}^2$ .
2. Mortar =  $(0.02) \times (22) = 0.44 \text{ kN/m}^2$ .
3. Slab =  $(0.20) \times (25) = 5.0 \text{ kN/m}^2$ .
4. Plaster =  $(0.02) \times (22) = 0.44 \text{ kN/m}^2$ .

$$\sum DL1 = 6.7 \text{ kN/m} \dots \dots \dots \text{for 1 m strip.}$$

DL2 (that comes from the stairs reaction on the landing) = 21.5 kN/m

Total dead load =  $6.7 + 21.5 = 28.2 \text{ KN/m}$ .

- **Live load calculations:-**

L1 : Live load on the landing = 3 kN/m.....for 1m strip.

L2 (that comes from the stairs reaction on the landing) = 10.5 kN/m

Total live load =  $3 + 6.3 = 9.30 \text{ kN/m}$

- **Total Ultimate Load :-**

$$q_u = 1.2D.L + 1.6L.L = (1.2) \times (28.2) + (1.6) \times (9.3) = 48.72 \text{ kN/m}$$

#### 4.9.5.1 Design Against Shear:-

$$V_u = \frac{qu \times L}{2} = \frac{48.72 \times 3.5}{2} = 85.26 \text{ kN.}$$

$$wV_c = \frac{w\sqrt{f_c'} \times b_w \times d}{6}$$

$$wV_c = \frac{0.75 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 170}{6} = 104.1 \text{ kN}$$

$$wV_c = 104.1 > V_u = 85.26$$

$$\therefore wV_c > V_{u_{critical}}$$

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

#### 4.9.5.2 Design Against Bending:

$$M_u = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{48.72 \times 3.5^2}{8} = 74.6 \text{ kN.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{74.6}{0.9} = 82.9 \text{ kN.m}$$

$$K_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{82.9 \times 10^6}{1000 \times (170)^2} = 2.87 \text{ Mpa.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times K_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.58} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.58)(2.87)}{420}} \right) = 0.0074$$

$$A_{s_{(req.)}} = \rho \times b \times d = 0.0074 \times 1000 \times 170 = 1257 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \times b \times h$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \times 1000 \times 200 = 360 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{(req.)}} = \rho \times b \times d = 0.0074 \times 1000 \times 170 = 1257 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{control})$$

$\Rightarrow$  Use 1 $\Phi$ 16/15cm C/C.....bottom reinforcement

#### For secondary reinforcement:

$$A_{s_{sh.\&temp.}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 200 = 360 \text{ mm}^2$$

Select 1 $\Phi$ 10@20cm c/c...for top reinforcement.

## 4.10 Design of two way ribbed slab:

### 4.10.1 Determine of thickness of two way ribbed slab:

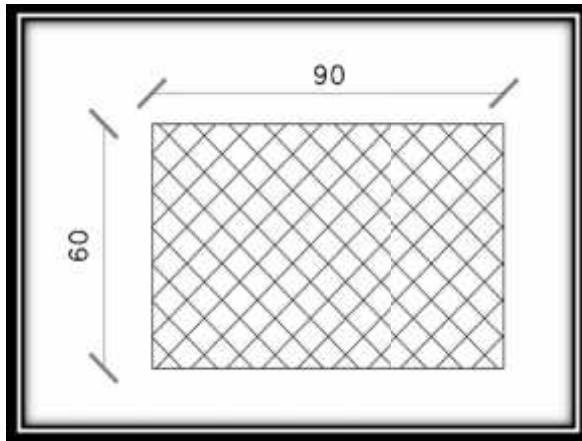


Fig.(4-18) section of perimeter beam.

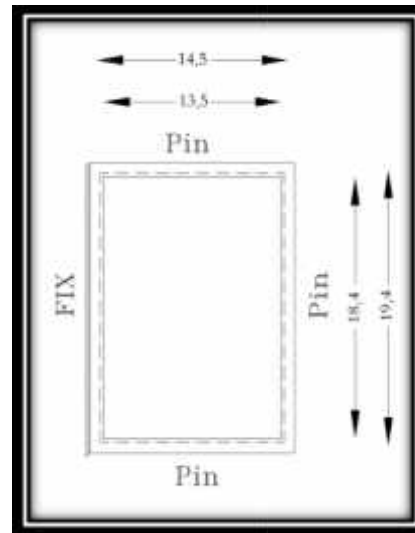


Fig.(4-19) Top View slab.

assume  $h=60$  cm.

$$\bar{y}_{beam} = 30$$

$$\bar{x}_{beam} = 45$$

$$I_b = \frac{0.9 \times (0.6)^3}{12} = 0.0162$$

$$\bar{y}_{slab} = \frac{8 \times 50 \times 4 + 15 \times 60 \times 30}{8 \times 50 + 15 \times 60} = 23.5$$

$$I_{sA} = \frac{0.7 \times (0.08)^3}{3} + \frac{0.2 \times (0.365)^3}{3} - \frac{0.2 \times (0.155)^3}{3} = 3.54 \times 10^{-3}$$

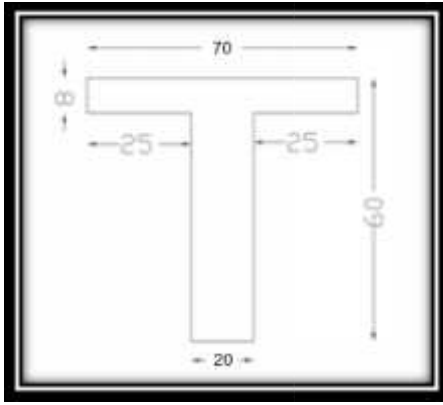


Fig.(4-20) section of rib in X-direction.

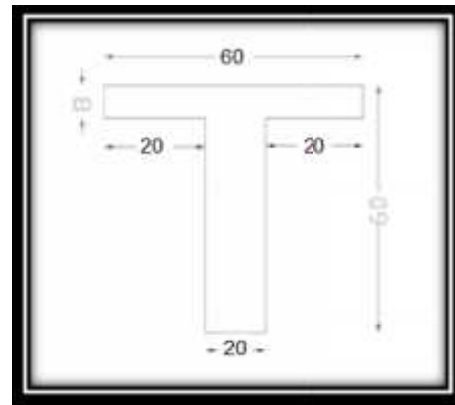


Fig.(4-21) section of rib in Y-direction.

$$\bar{y}_{slab} = \frac{8 \times 40 \times 4 + 20 \times 60 \times 30}{8 \times 40 + 20 \times 60} = 24.5$$

$$I_{sB} = \frac{0.6 \times (0.08)^3}{3} + \frac{0.2 \times (0.355)^3}{3} - \frac{0.2 \times (0.165)^3}{3} = 3.38 \times 10^{-3}$$

$$I_{s1} = \frac{I_{sA}}{0.7} \times \frac{Lb}{2} = \frac{3.54 \times 10^{-3}}{0.7} \times \frac{19.4}{2} = 0.049$$

$$I_{s2} = \frac{I_{sB}}{0.55} \times \frac{La}{2} = \frac{3.38 \times 10^{-3}}{0.55} \times \frac{14.5}{2} = 0.0408$$

$$r_1 = \frac{Ib}{I_{s1}} = \frac{0.0162}{0.049} = 0.33$$

$$r_2 = \frac{Ib}{I_{s2}} = \frac{0.0162}{0.0408} = 0.4$$

$$r_{fm} = \frac{2r_1 + 2r_2}{4} = \frac{2(0.33) + 2(0.4)}{4} = 0.365$$

$0.2 < r_{fm} < 2$  Table 9.5(c) page 114 ACI 318-08

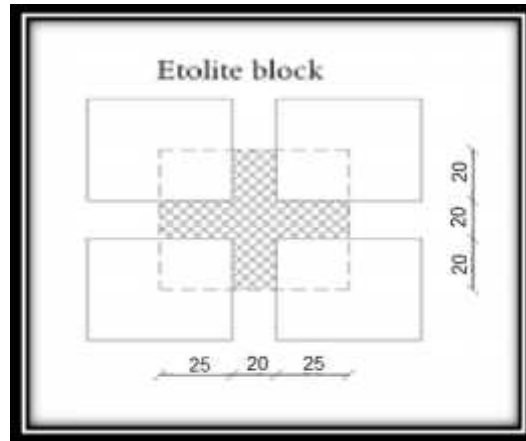
$$h_{\min} = \frac{\ln(0.8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5s(r_{fm} - 0.2)} = \frac{18.4(0.8 + \frac{420}{1400})}{36 + 5 \frac{18.4}{13.5}(0.365 - 0.2)} = 0.545m$$

Take  $h=60$  cm.

$f_c' = 24$  Mpa

$f_y = 420$  Mpa

#### 4.10.2 loads computation:



**Fig.(4-22) Etolite block.**

Tiles	$0.03 \times 0.7 \times 0.6 \times 22$	$= 0.2772 \text{ kN/unit}$
Mortar	$0.02 \times 0.7 \times 0.6 \times 22$	$= 0.1848 \text{ KN/ unit}$
Coarse Sand Fill	$0.10 \times 0.7 \times 0.6 \times 17$	$= 0.714 \text{ kN/ unit}$
Topping	$0.08 \times 0.7 \times 0.6 \times 25$	$= 0.84 \text{ kN/ unit}$
Concrete Rib	$(0.7+0.4) \times 0.2 \times 0.52 \times 25$	$= 2.86 \text{ kN/ unit}$
Block	$0.06 \times 0.5 \times 0.4 \times 10$	$= 0.12 \text{ kN/ unit}$
Polystrene	$0.5 \times 0.4 \times 0.46 \times 0.2$	$= 0.0184 \text{ kN/ unit}$
Plaster	$0.02 \times 0.7 \times 0.6 \times 22$	$= 0.1848 \text{ kN/ unit}$
Partition	$2.38 \times 0.7 \times 0.6$	$= 0.99 \text{ KN/ unit}$

Nominal Total Dead Load  $= 0.277 + 0.1848 + 0.714 + 0.84 + 2.86 + 0.12 + 0.018 + 0.18 + 0.99 = 6.2 \text{ kN/unit}$

Nominal Total live load  $= 4.0 \times 0.6 \times 0.7 = 1.68 \text{ kN/unit}$

Total Dead Lad (Unfactored)  $= 6.2 / 0.6 \times 0.7 = 14.76 \text{ kN/m}^2$

Total live load  $= 4.0 \text{ kN/m}^2$

$W_uD = 1.2 \times D.L = 1.2 \times 14.76 = 17.712 \text{ kN/ m}^2$

$W_uL = 1.6 \times L.L = 1.6 \times 4 = 6.4 \text{ kN/ m}^2$

### 4.10.3 Shear design :-

Table 12-6:-

$$L_a/L_b = 14.5/19.4 = 0.75$$

$$W_a = 0.88$$

$$W_b = 0.12$$

$$(V_u)_a = (17.712 + 6.4) \times \frac{(18.4 \times 13.50) \times 0.88}{2 \times 18.4} \times 0.6 = 85.935 \text{ KN}$$

$$(V_u)_b = (17.712 + 6.4) \times \frac{(18.4 \times 13.50) \times 0.12}{2 \times 13.5} \times 0.7 = 18.634 \text{ KN}$$

$$d = 600 - 20 - 8 - 6 = 566$$

$$wV_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{24} \times 0.2 \times 0.566 \times 1000 = 69.3 \text{ KN}$$

$$1.1V_c = 1.1 \times 69.3 = 76.2 > V_u = 74.6$$

There is no shear reinforcement is required.

Use w8 @ 25cm/c

### 4.10.4 Flexural design:

#### 4.10.4.1 Design of negative moment.....table 12.3

$$C_{a,\text{neg}} = 0.088$$

$$M_{a,\text{neg}} = [C_{a,\text{neg}} \times W_u \times L_a^2] + [C_{ll} \times W_u \times D \times L_a^2]$$

$$M_{a,\text{neg}} = [0.088 \times (17.712 + 6.4) \times 13.5^2 \times 0.6] = 232 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$k_n = \frac{M_u / \Phi}{b \times d^2} = \frac{(0.232 / 0.9)}{0.2 \times (0.566)^2} = 4.023 \text{ MPa}$$

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

$$\dots = \frac{1}{20.588} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 4.023}{420}} \right)$$

$$\dots = 0.01077$$

$$A_s = 0.01077 \times 200 \times 566$$

$$A_s = 1219.16 \text{ mm}^2 \dots \text{controll}$$

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

$$A_{s \min} = \frac{1.4}{(420)} (200)(566) \geq 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} (200)(566)$$

$$A_{s \min} = 377.3 \text{ mm}^2 > 330.1 \text{ mm}^2$$

Use 4Φ 20

$$\text{No. of bars} = 1084.3/314 = 3.45 \text{ bar}$$

$$\text{Area of steel} = 4 \times 314 = 1256 \text{ mm}^2$$

▪ **Check for strain**

$$T = C$$

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

$$4 \times 314 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 200 \times a$$

$$a = 129.3 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{129.3}{0.85} = 152.1 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{566 - 152.1}{152.1} \times 0.003$$

$$v_s = 0.0082 > 0.005$$

⇒ Ok

**4.10.4.2 Design of Positive moment.....table 12.4**

$$C_{a.dl} = 0.048, C_{a.ll} = 0.055$$

$$C_{b.dl} = 0.012, C_{b.ll} = 0.016$$

$$M_{a+ve} = [C_{a.dl} \cdot W_u D \cdot L_a^2 + C_{a.ll} \cdot W_u D \cdot L_a^2]$$

$$M_{a+ve} = [0.048 \times 17.712 \times 13.5^2 + 0.055 \times 6.4 \times 13.5^2] \times 0.6 = 131.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{b+ve} = [0.012 \times 17.712 \times 18.4^2 + 0.016 \times 6.4 \times 18.4^2] \times 0.7 = 74.64 \text{ KN.m}$$

**Ma+ve =131.46KN.m**

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$k_n = \frac{Mu / \Phi}{b \times d^2} = \frac{(0.13146 / 0.9)}{0.6 \times (0.566)^2} = 0.76 \text{MPa}$$

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

$$\dots = \frac{1}{20.588} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 0.76}{420}} \right)$$

$$\dots = 0.001844$$

$$A_s = 0.001844 \times 600 \times 566$$

$$A_s = 626.3 \text{ mm}^2 \dots \text{controll}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \geq 0.25 \frac{\sqrt{f_c'}}{(f_y)} (b_w)(d) \dots \dots \dots (ACI 318 M - 10.5.1)$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{1.4}{(420)} (200)(566) \geq 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} (200)(566)$$

$$A_{s_{\min}} = 377.3 \text{ mm}^2 > 330.1 \text{ mm}^2$$

Use 2  $\Phi$  22

$$\text{No. of bars} = 626.3 / 380 = 1.65 \text{ bar}$$

$$\text{Area of steel} = 2 \times 380 = 760 \text{ mm}^2$$

▪ **Check for strain**

$$T = C$$

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

$$2 \times 380 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 600 \times a$$

$$a = 26 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26}{0.85} = 30.6 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{566 - 30.6}{30.6} \times 0.003$$

$$v_s = 0.052 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

**Mb+ve =74.64KN.m**

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$k_n = \frac{Mu / \Phi}{b \times d^2} = \frac{(0.07464 / 0.9)}{0.7 \times (0.566)^2} = 0.37 \text{ MPa}$$

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

$$\dots = \frac{1}{20.588} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 0.37}{420}} \right)$$

$$\dots = 0.000889$$

$$A_s = 0.00889 \times 700 \times 566$$

$$A_s = 352.1 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s \min} = \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \geq 0.25 \frac{\sqrt{f_c'}}{(f_y)} (b_w)(d) \dots \dots \dots (ACI 318 M - 10.5.1)$$

$$A_{s \min} = \frac{1.4}{(420)} (200)(566) \geq 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} (200)(566)$$

$$A_{s \min} = 377.3 \text{ mm}^2 > 330.1 \text{ mm}^2 \dots \text{ control}$$

Use 2Φ 16

$$\text{No. of bars} = 377.3 / 201 = 1.877 \text{ bar}$$

$$\text{Area of steel} = 2 \times 201 = 402 \text{ mm}^2$$

▪ **Check for strain**

$$T = C$$

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

$$2 \times 201 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 700 \times a$$

$$a = 11.8 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{11.8}{0.85} = 13.9 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{566 - 13.9}{13.9} \times 0.003$$

$$v_s = 0.119 > 0.005$$

⇒ Ok

## 4.11 Design of column:

### 4.11.1 Design of Short column (col .63):

#### 4.11.1.1 Load Calculation:

$$DL_1 = 405 \times 1.2 = 486 \text{ kN.}$$

$$L.L_1 = 73 \times 1.6 = 116.8 \text{ kN.}$$

$$DL_{11} = 212 \times 11 \times 1.2 = 2798.4 \text{ kN.}$$

$$L.L_{11} = 102 \times 11 \times 1.6 = 1795.2 \text{ kN.}$$

$$\text{Self.Weight} = 0.8 \times 0.8 \times 3.75 \times 25 \times 12 \times 1.2 = 864 \text{ kN.}$$

$$p_U = 486 + 2798.4 + 864 + 116.8 + 1795.2 = 6060.4 \text{ KN}$$

#### 4.11.1.2 Design of Main Reinforcement:

$$\Rightarrow \text{Use } 80\text{cm} \times 80\text{cm} \Rightarrow A_g = 6400\text{cm}^2$$

$$P_u = 0.8 \times 0.65 \times A_g (0.85 \times F_c' + \dots_{req} (F_y - 0.85 F_c'))$$

$$6060.4 \times 10^3 = 0.8 \times 0.65 \times 640000 (0.85 \times 24 + \dots_{req} (420 - 0.85 \times 24))$$

$$\dots_{req} = -0.009$$

$$\Rightarrow \text{Use } 65\text{cm} \times 65\text{cm} \Rightarrow A_g = 4225\text{cm}^2$$

$$\text{Self.Weight} = 0.65 \times 0.65 \times 3.75 \times 25 \times 1.2 \times 12 = 570.4$$

$$P_u = 5766.8 \text{ KN}$$

$$5766.8 \times 10^3 = 0.8 \times 0.65 \times 4225 \times 10^2 \times \{0.85 \times 24 + \dots_{req} (420 - 0.85 \times 24)\}$$

$$\dots_{req} = 0.015 \geq \dots_{min} = 0.01$$

$$A_{streq} = 0.015 \times 422500 = 6337.5\text{mm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Use } 14\text{W}25$$

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

$L_u$  : Actual unsupported (unbraced) length

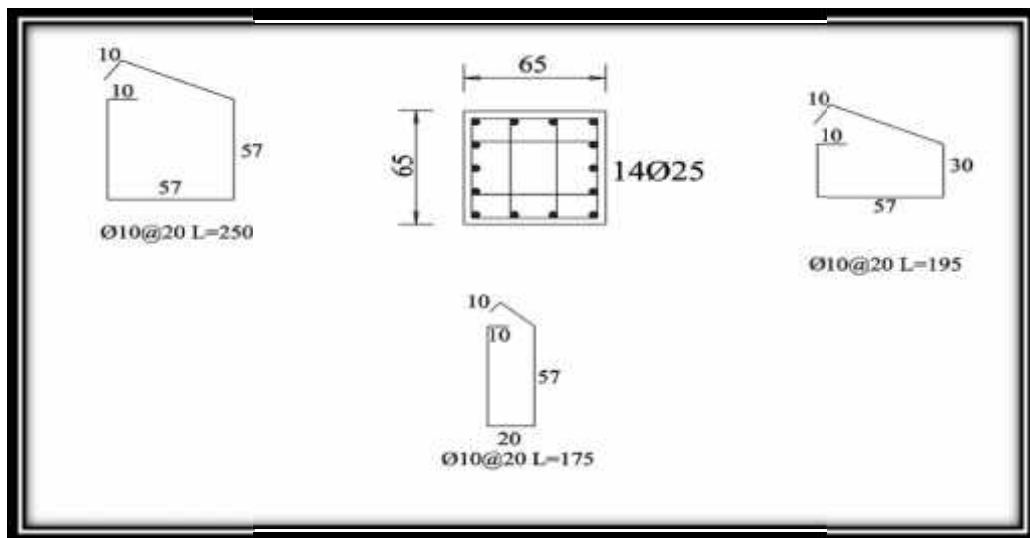
$K$  : effective length factor ( $K = 1$  for braced frame)

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

$$\frac{k.L_u}{r} = \frac{k.L_u}{0.3(h)} = 19.23 < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} = 22$$

$\therefore$  Short.....Column

**4.11.1.3 Design of Tie Reinforcement :**



**Fig . (4-23) Details of Column (Col-63).**

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

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

$Spacing \leq Least \ dimension = 65cm$

Use w 10 @ 20cm c/c spacing.

#### 4.11.2 Design of long column:

Select column (Col.35) for design

##### 4.11.2.1 Loads Calculation:

$$P_u = 1571.5 \text{ KN}$$

$$P_n = 1571.5 / (0.65) = 2417.7 \text{ KN}$$

##### 4.11.2.2 Determination of $A_{greq}$ :

$$\rho_g = 1.6 \%$$

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

$$2417.7 = 0.8 * A_g [0.85 * 24 + 0.016 * (420 - 0.85 * 24)]$$

$$A_g = 1128 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } 30 \times 50 \text{ cm with } A_g = 1500 \text{ cm}^2 > A_{greq} = 1128 \text{ cm}^2$$

##### 4.11.2.3 Check Slenderness Effect:

- In 50cm-Dirction

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

$l_u$ : Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

$$l_u = 3.75 \text{ m}$$

$$M_1/M_2 = 1$$

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

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

$$\frac{1 \times 3.75}{0.3 \times 0.5} = 25 \geq 22$$

∴ long Coloumn in 50:direction

• In 30cm-Direction

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

Lu: Actual unsupported (un braced) length.

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

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

Lu = 3.75 m

M1/M2 =1

K=1 , According to ACI 318M-08 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{1 \times 3.75}{0.3 \times 0.30} = 41.67 > 22$$

∴ long Coloumn in 30:direction

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + S_d} \quad \dots\dots\dots [ACI 318M - 2008 (Eq. 10 - 15)]$$

$$E_c = 4750 \sqrt{f'c} = 4750 \times \sqrt{24} = 23270.15 Mpa$$

$$S_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{(1381.5)}{1571.5} = 0.88$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.5 \times 0.3^3}{12} = 0.001125 m^4$$

$$EI = \frac{0.4 \times 23270.15 \times 0.001125}{1 + 0.88} = 5.75 MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{f^2 EI}{(KLu)^2} \dots\dots\dots ACI 318M - 2008 (Eq. 10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2 \times 5.75}{(1.0 \times 3.75)^2} = 3.91 MN.$$

$$Cm = 0.6 + 0.4 \left( \frac{M1}{M2} \right) \dots\dots\dots ACI 318M - 2008 (Eq. 10-16)$$

$$Cm = 1 \dots\dots According to ACI 318M - 2008 (10.10.6.4)$$

$$u_{ns} = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75 P_c}} \geq 1.0 \dots\dots\dots ACI 318M - 2008 (Eq. 10-12)$$

$$u_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{1571.5}{0.75 \times 3.91 \times 10^3}} = 2.15 > 1$$

$$e_{min} = 15 + 0.03 \times h = 15 + 0.03 \times 30 = 24 \text{ mm} = 0.024 \text{ m}$$

$$e = e_{min} \times u_{ns} = 0.024 \times 2.15 = 0.0516$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.0516}{0.3} = 0.17$$

From Interaction Diagram

$$\frac{wP_n}{A_g} = \frac{1571.5}{0.5 \times 0.3} \times \frac{145}{1000} = 1.52 \text{ Ksi}$$

$$\dots g = 0.01$$

- **In 50cm-Dirction**

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

Lu: Actual unsupported (un braced) length.

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

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

$$Lu = 3.75 \text{ m}$$

$$M1/M2 = 1$$

K=1, According to ACI 318M-08 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{1 \times 3.75}{0.3 \times 0.50} = 25 > 22$$

∴ long Column in 50 direction

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + S_d} \dots\dots\dots [ACI 318M - 2008 (Eq.10 - 15)]$$

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

$$S_d = \frac{1.2DL}{P_u} = \frac{(1381.5)}{1571.5} = 0.88$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.3 \times 0.5^3}{12} = 0.003125 \text{ m}^4$$

$$EI = \frac{0.4 \times 23270.15 \times 0.003125}{1 + 0.88} = 15.5 \text{ MN.m}^2$$

$$P_{cr} = \frac{f^2 EI}{(KL_u)^2} \dots\dots\dots ACI 318M - 2008 (Eq. 10 - 13)$$

$$P_{cr} = \frac{3.14^2 \times 15.5}{(1.0 \times 3.75)^2} = 10.85 \text{ MN.}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \dots\dots\dots ACI 318M - 2008 (Eq.10 - 16)$$

$$C_m = 1 \dots\dots According to ACI 318M - 2008 (10.10.6.4)$$

$$u_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 P_{cr}}} \geq 1.0 \dots\dots\dots ACI 318M - 2008 (Eq.10 - 12)$$

$$u_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{1571.5}{0.75 \times 10.85 \times 10^3}} = 1.24 > 1 \dots\dots\dots ACI 318M - 2008 (Eq.10 - 9)$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 \times h = 15 + 0.03 \times 50 = 30 \text{ mm} = 0.03 \text{ m}$$

$$e = e_{\min} \times u_{ns} = 0.024 \times 1.24 = 0.03$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.03}{0.5} = 0.06$$

From Interaction Diagram

$$\frac{wP_n}{A_g} = \frac{1571.5}{0.5 \times 0.3} \times \frac{145}{1000} = 1.52 \text{ Ksi}$$

$$\dots g = 0.01$$

$$A_s = \dots \times A_g = 0.01 \times 500 \times 300 = 1500 \text{ mm}^2$$

$\therefore$  use 8W16

#### 4.11.2.4 Design of the Reinforcement:

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

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

$S \leq$  Least dimension.

$$\text{spacing} \leq 16 \times d_b = 16 \times 1.6 = 25.6 \text{ cm}$$

$$\text{spacing} \leq 48 \times d_t = 48 \times 1.0 = 48 \text{ cm}$$

$$\text{spacing} \leq \text{least .dim .} = 30 \text{ cm}$$

UseW10 @ 20 cm

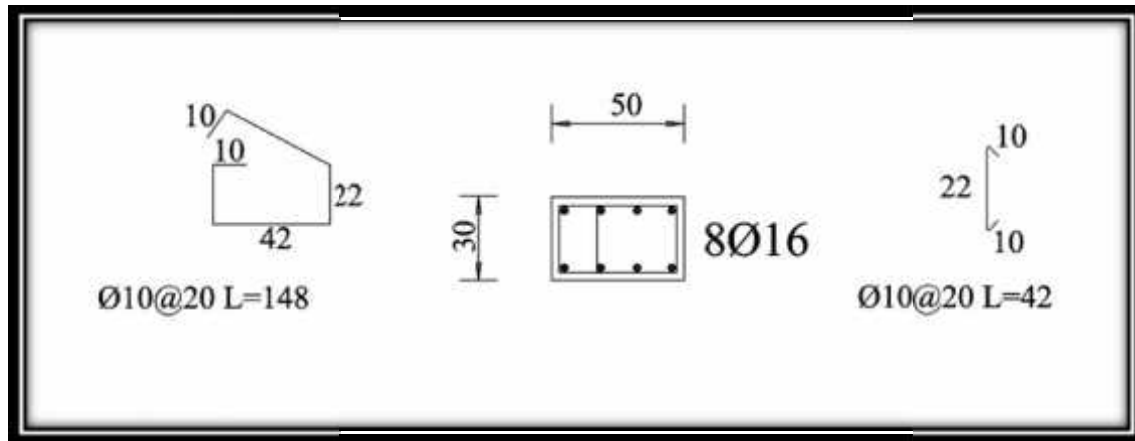


Fig . (4-24) Details of Column (Col-35) .

## 4.12 Design of Shear wall:

### 4.12.1 Load Calculation :

$$W_{\text{Basement Floor}} = W_{\text{slab}} + W_{\text{stairs}} + 0.5(W_{\text{upper columns \& walls}} + W_{\text{lower columns \& walls}}) = 13200 \text{ KN}$$

$$W_{\text{Ground Floor}} = W_{\text{slab}} + W_{\text{stairs}} + 0.5(W_{\text{upper columns \& walls}} + W_{\text{lower columns \& walls}}) = 8145 \text{ KN}$$

$$W_{\text{first floor}} = W_{\text{slab}} + W_{\text{stairs}} + 0.5(W_{\text{upper columns \& walls}} + W_{\text{lower columns \& walls}}) = 7265 \text{ KN}$$

$$W_{\text{first Floor}} = W_{\text{second Floor}} = W_{\text{third Floor}} = W_{\text{fourth Floor}} = W_{\text{fifth Floor}} = W_{\text{sixth Floor}} = 7265 \text{ KN}$$

$$W_{\text{seventh Floor}} = W_{\text{slab}} + W_{\text{stairs}} + 0.5(W_{\text{upper columns \& walls}} + W_{\text{lower columns \& walls}}) = 7115 \text{ KN}$$

$$W_{\text{eighth Floor}} = W_{\text{slab}} + W_{\text{stairs}} + 0.5(W_{\text{upper columns \& walls}} + W_{\text{lower columns \& walls}}) = 5720 \text{ KN}$$

$$W_{\text{ninth Floor}} = W_{\text{slab}} + W_{\text{stairs}} + 0.5(W_{\text{upper columns \& walls}} + W_{\text{lower columns \& walls}}) = 5523 \text{ KN}$$

$$W_{\text{tenth Floor}} = W_{\text{slab}} + W_{\text{stairs}} + 0.5(W_{\text{upper columns \& walls}} + W_{\text{lower columns \& walls}}) = 5050 \text{ KN}$$

$$W_{\text{roof}} = W_{\text{slab}} + W_{\text{stairs}} + 0.5(W_{\text{upper columns \& walls}} + W_{\text{lower columns \& walls}}) = 2542 \text{ KN}$$

$$W_{\text{Total}} = W_{\text{Basement}} + W_{\text{Ground}} + W_{\text{First}} + W_{\text{Second}} + W_{\text{Third}} + W_{\text{Fourth}} + W_{\text{Fifth}} + W_{\text{Sixth}} + W_{\text{Seventh}} + W_{\text{eighth Floor}} + W_{\text{ninth Floor}} + W_{\text{tenth Floor}} + W_{\text{roof}}$$
$$W_{\text{Total}} = 90884 \text{ KN}$$

### 4.12.2 Calculation of shear force on "shear walls" :

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

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

The total design base shear need not exceed the following :

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

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

$$V = 0.11Ca.I.W \dots\dots\dots (Eq.30 - 5)$$

H Building = 50.5m

Z = 0.3

R = 5.5

I = 1.0

Ca = 0.24

Ct = 0.0488

Cv = 0.24

**Where:**

Z = seismic zone factor as given in Table 16-I .

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.

I = importance factor given in Table 16-K.

Ca = seismic coefficient, as set forth in Table 16-Q.

Ct = numerical coefficient given in Section 1630.2.2.

Cv = seismic coefficient, as set forth in Table 16-R.

hi, hn, hx = height in feet )m (above the base to Level i, n or x, respectively .

$$T = C_t (h_n)^{\frac{3}{4}} \quad (UBS)$$

$$T = 0.0488 * (50.5)^{3/4} = 0.92$$

$$V_1 = \left( \frac{Cv \times I}{R \times T} \right) \times W = \left( \frac{0.24 \times 1.0}{5.5 \times 0.92} \right) \times 90885 = 4310.8kN$$

*Not Exceed*

$$V_1 = \left( \frac{2.5 \times Ca \times I}{R} \right) \times W = \left( \frac{2.5 \times 0.24 \times 1}{5.5} \right) \times 90885 = 9914.73kN$$

*And Not Less than*

$$V_1 = 0.11 \times Ca \times I \times W = 0.11 \times 0.24 \times 1 \times 90885 = 2399.4kN$$

V = 4310.8 KN..... (control)

$$F_t = 0.07 \times T \times V = 0.07 \times 0.92 \times 4310.8 = 277.6 \text{ kN}$$

$$F_{Xi} = \left( \frac{V - F_t}{(W \times H)_{tot}} \right) \times W_i \times h_i = \left( \frac{4310.8 - 277.6}{2109405.1} \right) \times W_i \times h_i = 0.00191 \times W_i \times h_i$$

Table (4-2) Calculation of the total Fx.

floor	W (Kn)	V (Kn)	H (Kn)	Ft (Kn)	(W.H)	Fxi	FX
Roof	2542	4310.8	50.5	277.6	128371	523.05	523.05
10th	5050	4310.8	47.25	277.6	238612.5	455.75	978.8
9th	5523	4310.8	43.25	277.6	238869.8	456.24	1435.04
8th	5720	4310.8	39.25	277.6	224510	428.81	1863.9
7th	7115	4310.8	35.25	277.6	250803.8	479	2342.9
6th	7265	4310.8	31.25	277.6	227031.2	433.63	2776.5
5th	7265	4310.8	27.25	277.6	197971.3	378.13	3154.6
4th	7265	4310.8	23.25	277.6	168911.3	322.62	3477.23
3rd	7265	4310.8	19.25	277.6	139851.3	267.116	3744.34
2nd	7265	4310.8	15.25	277.6	110791.3	211.6114	3956
1st	7265	4310.8	11.25	277.6	81731.3	156.1068	4112.1
Ground	8145	4310.8	7.25	277.6	59051.3	112.788	4224.8
Basement	13200	4310.8	3.25	277.6	42900	81.939	4307
	90885				2109405.1		

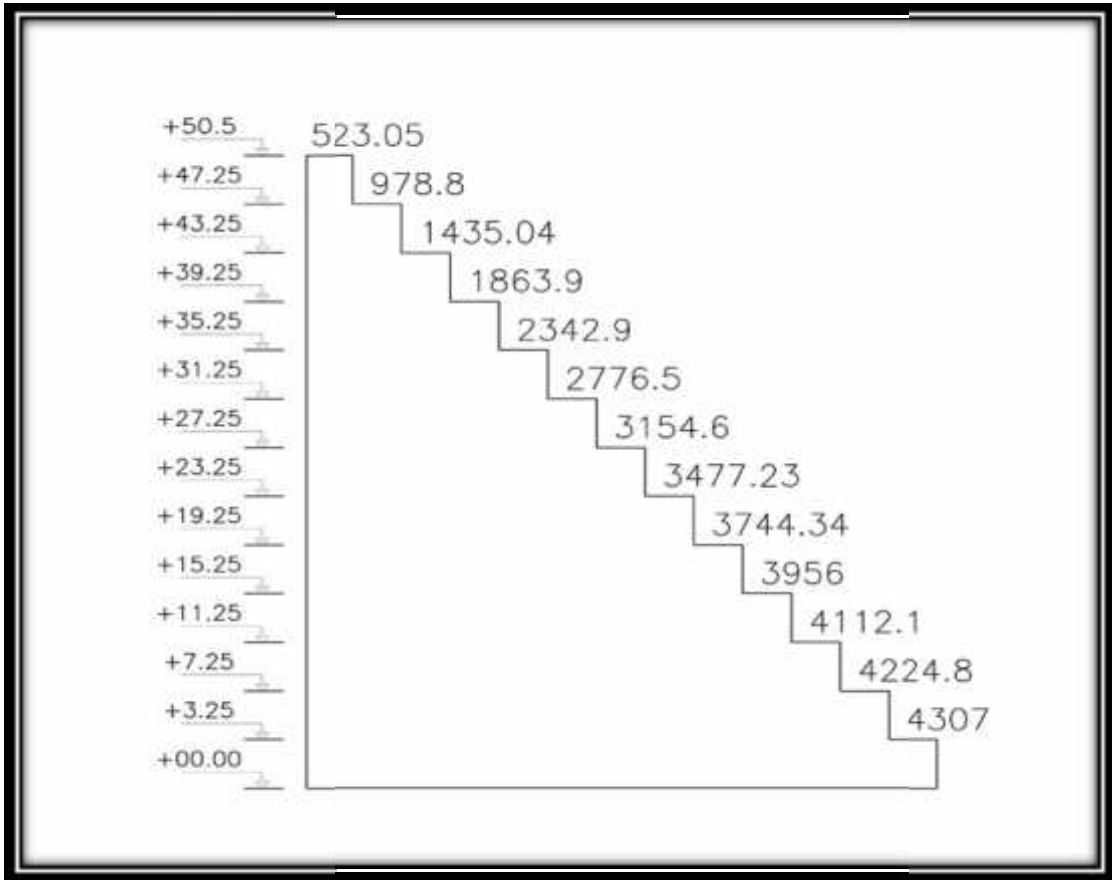


Fig. (4-25) FX-diagram.

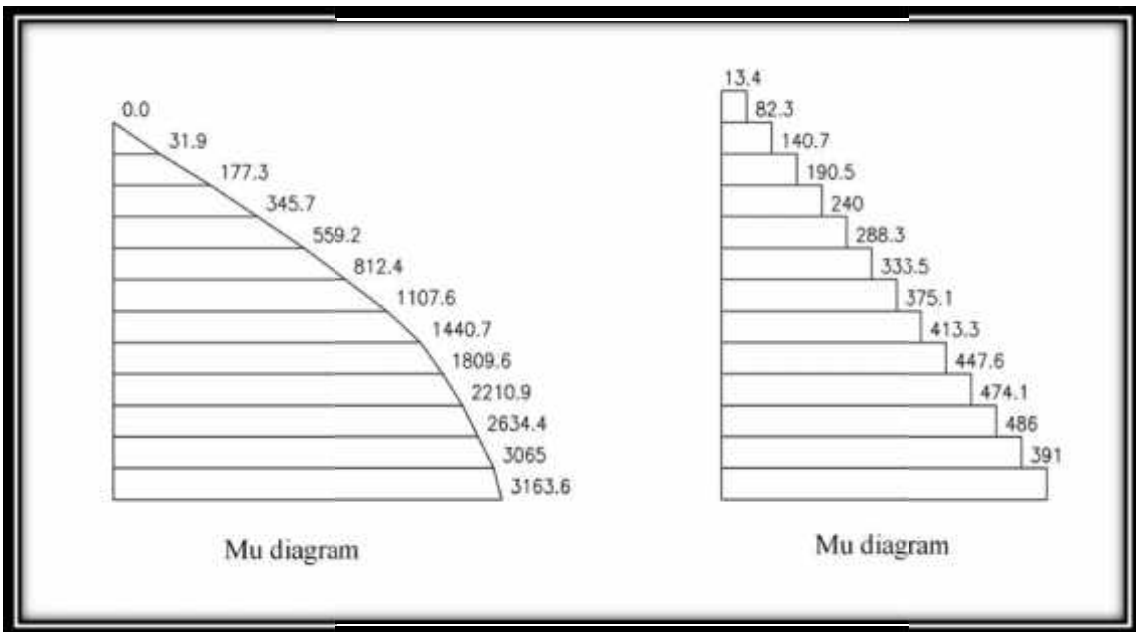


Fig. (4-26) Shear & Moment Diagram For Shear Wall.

### 4.12.3 Shear Wall Design:

### 4.12.4 Design of Horizontal Reinforcement:

#### Critical Section:

$$\frac{l_w}{2} = \frac{5.5}{2} = 2.75m \dots \text{control}$$

$$\frac{h_w}{2} = \frac{50.5}{2} = 25.25m$$

$$d = 0.8 \times l_w = 0.8 \times 5.5 = 4.4m$$

$$V_u = 486 \text{ KN}$$

$$M_u = 3161.6 \text{ KN.m}$$

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b \times d$$

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.2 \times 4.4 = 718.5 \text{ KN} \dots \text{control}$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{f_c'} \times b \times d}{4} + \frac{N_u \times d}{4 \times L_w}$$

$$\text{Assume } N_u = 0.0$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{24} \times 0.2 \times 4.4}{4} + \frac{N_u \times d}{4 \times L_w} = 1077.8 \text{ KN}$$

$$V_{c3} = \left[ \frac{\sqrt{f_c'}}{2} + \frac{l_w \left( \sqrt{f_c'} + \frac{2 \times N_u}{l_w \times h} \right)}{\left\langle \frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right\rangle} \right] \times \frac{h \times d}{10}$$

$$\left\langle \frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right\rangle = +ve$$

$$\therefore V_{c3} = \text{Will apply}$$

$$V_{c3} = \left[ \frac{\sqrt{24}}{2} + \frac{5.5(\sqrt{24} + 0.0)}{\langle 3.76 \rangle} \right] \times \frac{0.2 \times 4.4}{10}$$

$$V_{c3} = 846 \text{ KN}$$

$$wVc = 539 \text{ KN} > Vu = 486 \text{ KN}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.002 \times 1000 \times 200 = 400 \text{ mm}^2 \dots\dots \text{ACI (14.3.3)}$$

$$\# \text{ of bars} = \frac{400}{2 \times 79} = 2.53$$

$$S_2 \leq \frac{l_w}{5} = \frac{5500}{5} = 1100 \text{ mm}$$

$$S_2 \leq 3 \times h = 3 \times 200 = 600 \text{ mm}$$

$\therefore$  Use w10 @ 25cm c/c For the reinforcement in two layers (horizontal)

#### 4.12.5 Design of Vertical reinforcement:

$$A_{v_n} = \left[ 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) \left( \frac{A_{v_h}}{S_2 \times h} - 0.0025 \right) \right] \times S_1 \times h$$

$$A_{v_n} = \left[ 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{50.5}{5.5} \right) \left( \frac{2 \times 79}{25 \times 200} - 0.0025 \right) \right] \times S_1 \times h$$

$$A_{v_n} = 0.0025 \times S_1 \times h$$

$$S_1 = \frac{2 \times 79 \times 10^{-6}}{0.0025 \times 0.20} = 0.316 \text{ m} = 316 \text{ mm} \dots \text{control}$$

$$S_1 \leq \frac{l_w}{3} = \frac{5500}{3} = 1833 \text{ mm} \dots\dots\dots S_1 \leq 3 \times h = 3 \times 200 = 600 \text{ mm}$$

$\therefore$  Use w10 @ 25cm c/c For the reinforcement in two layers (Vertical)

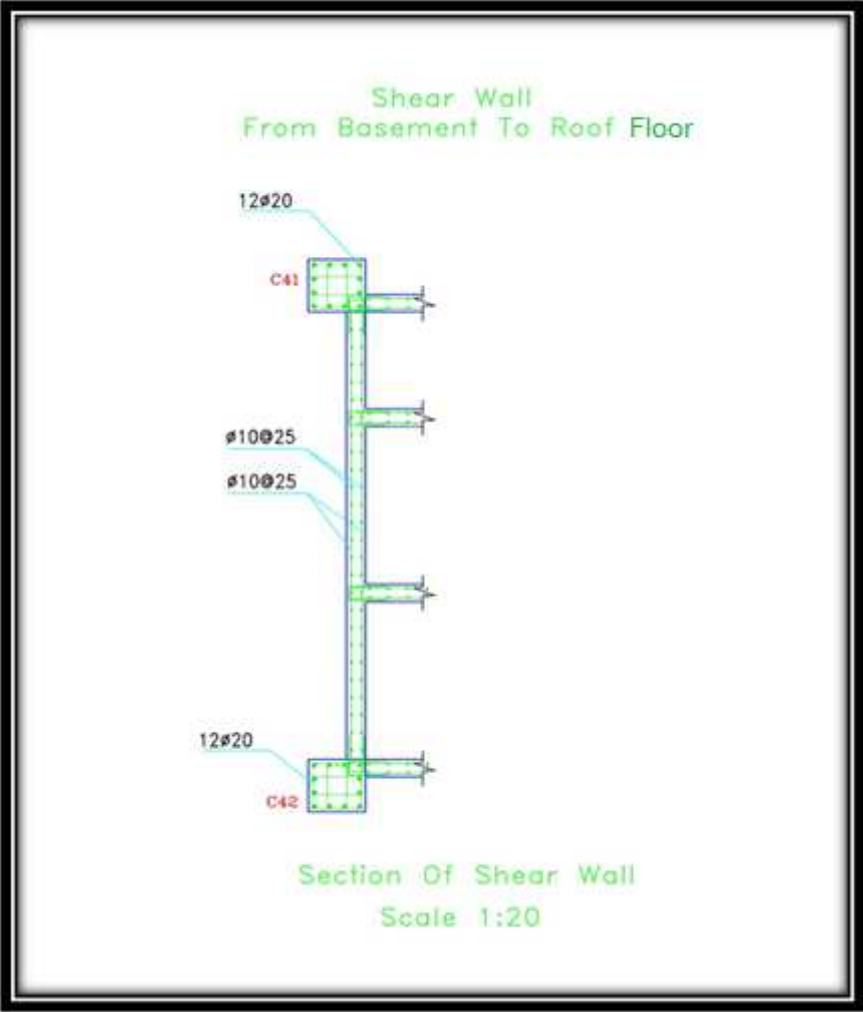


Fig. (4-27) Shear Wall Detail.

#### 4.13 Design of Basement wall:

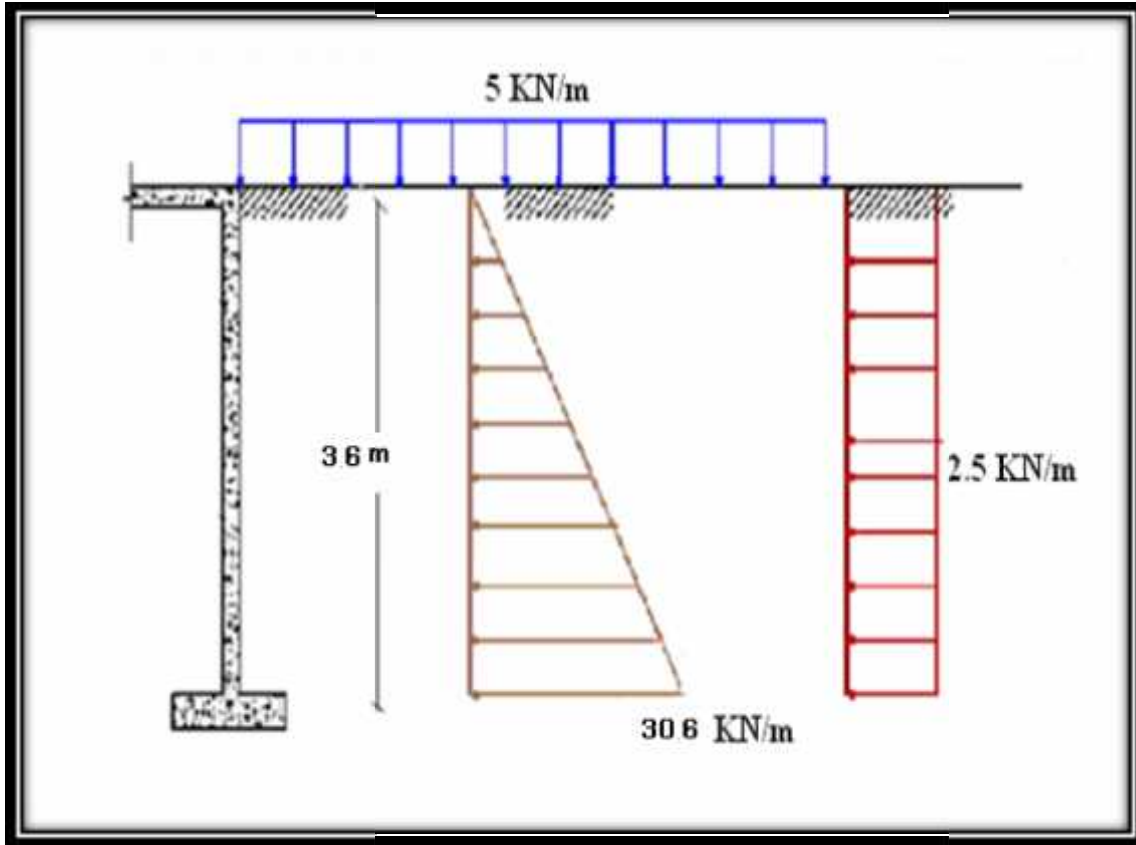


Fig. (4-28) Geometry of Basement Wall.

##### 4.13.1 Loads Calculation :

$$q_1 = \gamma \times h \times K_0$$

$$\gamma_{\text{soil}} = 17 \text{ Kn}/\text{m}^3$$

$$h = 3.6 \text{ m}$$

$$K = 0.5$$

$$q_1 = 17 \times 3.6 \times 0.5 = 30.6 \text{ Kn}/\text{m}^2$$

$$q_2 = P \times K_0$$

$$q_2 = 5 \times 0.5 = 2.5 \text{ Kn}/\text{m}^2$$

##### 4.13.2 Thickness Calculation :

Assume  $\mu = 0.01$

$$M_u = 35.25 \text{ kN.m}$$

$$M_n = 35.25/0.9 = 39.1 \text{ kN.m}$$

$$m = \frac{F_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$K_n = \dots \times f_y(1 - 0.5m \dots) = 0.01 \times 420 \times (1 - 0.5 \times 20.58 \times 0.01) = 4.42 \text{ Mpa}$$

$$K_n = \frac{M_n}{b d^2} \Rightarrow d = \sqrt{\frac{39.1 \times 10^6}{1000 \times 4.42}} = 94.1 \text{ mm}$$

$$h = 94.1 + 40 + 7 = 141 \text{ mm}$$

$\Rightarrow$  select  $h = 20 \text{ cm}$

### 4.13.3 Wall Design :

$$d = 200 - 40 - 7 = 153 \text{ mm}$$

$$K_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{39.1 \times 10^6}{1000 \times 153^2} = 1.67 \text{ Mpa}$$

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

$$\dots = \frac{1}{20.58} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.58 \times 1.67}{420}} \right) = 0.00415$$

$$\Rightarrow A_{s_{req}} = 0.00415 \times 1000 \times 153 = 635.5 \text{ mm}^2 / m$$

$$A_{s_{min}} = 0.0015 \times b \times h \dots \text{ACI (14.3.2)}$$

$$A_{s_{min}} = 0.0015 \times 200 \times 1000 = 300 \text{ mm}^2 / m$$

$$A_{s_{min}} = 300 \text{ mm}^2 / m < A_{s_{req}} = 635.5 \text{ mm}^2 / m$$

$$\# \text{ of bar in one meter} = \frac{635.5}{154} = 4.126$$

$\Rightarrow$  Select  $\Phi 14 @ 20 \text{ cm c/c}$

$$\text{Spacing} = 20 < 3 \times \text{thickness} = 3 \times 20 = 60 \text{ cm}$$

$$< 45 \text{ cm} \dots \text{ACI (14.3.5)}$$

$$A_s \text{ for other side} = \frac{2}{3} \times 635.5 = 423.67 \text{ mm}^2 / \text{m} \dots \text{ACI}(14.3.4)$$

$$\# \text{ of bar in one meter} = \frac{423.67}{113} = 3.75$$

⇒ Select  $\Phi 12 @ 25 \text{ cm c/c}$

$$\begin{aligned} \text{Spacing} &= 25 < 3 \times \text{thickness} = 3 \times 20 = 60 \text{ cm} \\ &< 45 \text{ cm} \dots \text{ACI}(14.3.5) \end{aligned}$$

#### 4.13.4 Design of Secondary Reinforcement:

$$A_s \text{ horizontal} = 0.002 \times b \times h \dots \text{ACI} (14.3.3)$$

$$A_s \text{ horizontal} = 0.002 \times 1000 \times 200 = 400 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$\# \text{ of bar in one meter in both sides} = \frac{400}{2 \times 79} = 2.53$$

⇒ Select  $\Phi 10 @ 25 \text{ cm c/c}$

$$\begin{aligned} \text{Spacing} &= 25 < 3 \times \text{thickness} = 3 \times 20 = 60 \text{ cm} \\ &< 45 \text{ cm} \dots \text{ACI}(14.3.5) \end{aligned}$$

#### 4.13.5 Check for Shear :

$$w \times V_c \geq V_u$$

$$w \times V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{f_c'} \times b \times d = \frac{0.75}{6} \sqrt{24} \times 1000 \times 153$$

$$w \times V_c = 93.7 \text{ kN} \gg V_u = 33 \text{ kN}$$

∴ No Shear Reinforcement Required

#### 4. 14 Design of Footing:

##### 4. 14.1 Design of Isolated Footing (F03):

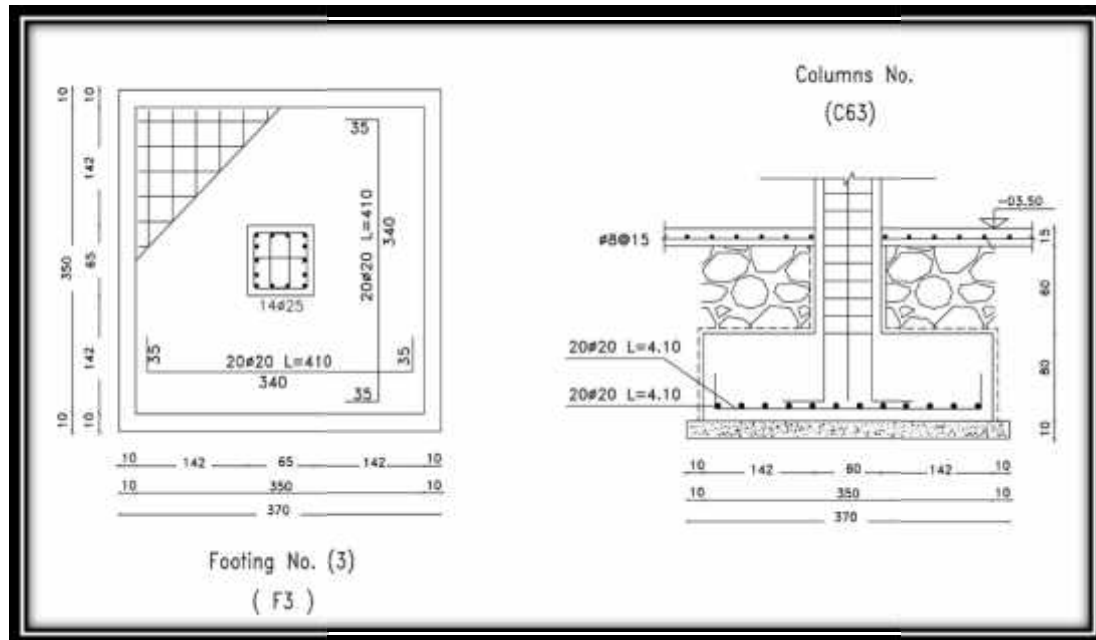


Fig. (4-29) Geometry of Footing (F03).

Once the ultimate column or load is determined, the proper footing can be designed.

The following subsections describe the analysis and design of footing (F63) :

##### 4.14.1.1 Loads Calculation:

From Column :

Factored Load = 5820 kN.

Soil Weight = 17 kN/m<sup>3</sup>.

Soil Depth = 0.6 m.

Column geometry 65 × 65 cm.

Allowable Soil Pressure = 400 kN/m<sup>2</sup>.

#### 4.14.1.2 Determine the Footing Area:

Assume footing to be about (80 cm) thick.

$$A = \frac{\text{Force}(\text{service})}{q_{\text{all.net}}}$$

$$q_{\text{all.net}} = 400 - 5 - 0.6 \times 17 - 0.8 \times 25$$

$$q_{\text{all.net}} = 364.8 \text{Kn} / \text{m}^2$$

$$A = \frac{4358}{364.8}$$

$$A = 11.95 \text{m}^2$$

$$A = W \times L = 11.95 \text{m}^2$$

$$L = W = \sqrt{11.95} = 3.46 \text{m} \cong 3.5 \text{m}$$

$$q_u = \frac{\text{Force}(\text{Factored})}{A} = \frac{5820}{12.25} = 475.1 \text{Kn} / \text{m}^2$$

**Where :**

A: Area of footing.

W: Width of footing.

L: Lenth of footing.

#### 4.14.1.3 Determine the Depth of Footing Based on Shear Strength:

Assume  $h = 80 \text{ cm}$  .....  $d = 800 - 75 - 20 = 705 \text{ mm}$

- **Check For One Way Action:-**

$$V_u = \left( \frac{L-a}{2} - d \right) \times q_u \times W$$

$$V_u = \left( \frac{3.5 - 0.65}{2} - 0.705 \right) \times 475.1 \times 3.5$$

$$V_u = 1197.3 \text{Kn}$$

$$\Phi V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{f_c'} \times L \times d$$

$$\Phi V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{24} \times 3.5 \times 0.705 \times 10^3$$

$$\Phi V_c = 1511 \text{Kn}$$

$$\Phi V_c > V_u \dots \dots \dots \text{O.K}$$

- **Check for Two Way Action :-**

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

$$V_c = \frac{1}{12} \left( 2 + \frac{4}{S_c} \right) \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_c = \frac{1}{12} \left( \frac{\Gamma_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d$$

Where:

$$S_c = \frac{\text{Column Length (a)}}{\text{Column Width (b)}} = \frac{650}{650} = 1$$

$$b_o = \text{Perimeter of critical section taken at (d/2) from the loaded area}$$

$$= 2 \times \{ (a+d) + (b+d) \} = 2 \times \{ (0.65+0.705) + (0.65+0.705) \} = 5.42 \text{ m.}$$

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

$$V_c = \frac{1}{12} \left( 2 + \frac{4}{1} \right) \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d = 0.5 \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_c = \frac{1}{12} \left( \frac{40 \times 0.705}{5.42} + 2 \right) \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d = 0.43 \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d = 0.333 \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \dots \dots \dots \text{Control}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d = 0.333 \sqrt{24} \times 5.42 \times 0.705 \times 10^3$$

$$V_c = 6233.6 \text{ Kn} \dots \dots \dots \Phi = 0.75$$

$$\Phi V_c = 0.75 \times 6233.6 = 4675.2 \text{ Kn}$$

$$\Phi V_c > V_u \dots \dots \dots \text{O.K}$$

**4.14.1.4 Check Transfer of Load at Base of Column:**

$$w.Pn = w.(0.85 fc'Ag)$$

$$w.Pn = 0.65 \times [0.85 \times 24 \times (650 \times 650)] / 1000 = 5602.4 \text{ kN}$$

$$\text{But } Pu = 5820 \text{ kN} > w.Pn = 5602.4 \text{ kN}$$

**The reinforcement of dowels:**

$$A_s = \frac{\frac{pu}{0.65} - pn}{f_y} = \frac{\frac{5.82}{0.65} - 8.619}{420} = 797 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0.005 \times A_g = 0.005 \times 422500 = 2112.5 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{control}$$

Select 7Φ20

$$A_{s_{\text{Provided}}} = 2198 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{Req.}}} = 2112 \text{ mm}^2$$

$$l_{dc} = 0.24 \times \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} \times db \geq 0.043 \times f_y \times db$$

$$= 0.24 \times \frac{420}{\sqrt{24}} \times 20 = 411.5 \text{ mm} \geq 0.043 \times 420 \times 20 = 361.2 \text{ mm}$$

$$l_{dc_{\text{available}}} = 800 - 75 - 2 \times 20 = 685 \text{ mm}$$

$$l_{dc_{\text{available}}} = 685 > l_{dc_{\text{req}}} = 411.5$$

#### 4.14.1.5 Design for Bending Moment:

$$M_u = 475.1 \times 3.5 \times 1.425 \times \frac{1.425}{2} = 1688.3 \text{ kN.m}$$

Using Reinforced Concrete.

$$M_n = \frac{1688.3}{0.9} = 1875.9 \text{ kN.m}$$

$$K_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{1.876}{3.5 \times (0.705)^2} = 1.08 \text{ Mpa}$$

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

$$\dots = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.08}{420}} \right) = 0.0026$$

$$A_{s_{Req.}} = \dots \times b \times d = 0.0026 \times 3500 \times 705 = 6415.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{Shrinkage(min.)}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 3500 \times 8000 = 5040 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{s_{req}} = 6415.5 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{control}$$

select 20W20 with  $A_s = 6595 \text{ mm}^2 > A_{s_{req.}} = 6415.5 \text{ mm}^2$

#### 4.14.1.6 Development length:

$$l_{d_{req}} = \frac{9}{10} \times \frac{f_y}{\left. \right\} \times \sqrt{f_c'}} \times \frac{\{t.\{e.\{s}{\left( \frac{ktr + cb}{db} \right)} \times db$$

Where:

$\{t = 1$ , non epoxy.

$\{t = 1$ , bottom bar.

$\{s = 0.8$ , for W 20 and smaller.

$ktr = 0$ , no stirrups.

$$cb = 75 + 20 = 95$$

$\} = 1$ , normal weight concrete.

$$\frac{ktr + cb}{db} = \frac{0 + 95}{20} = 4.75 > 2.5$$

take = 2.5

$$l_{d_{req}} = \frac{9}{10} \times \frac{420}{1 \times \sqrt{24}} \times \frac{1}{2.5} \times 20 = 617.3 \text{ mm}$$

$$l_{d_{available}} = 1425 - 75 = 1350 \text{ mm}$$

$$l_{d_{available}} = 1350 \text{ mm} > l_{d_{req}} = 617.3 \text{ mm}$$

▪ **Check for Strain:**

Tension = Compression

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

$$6280 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 3500 \times a$$

$$a = 36.9 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{s1} = \frac{36.9}{0.85} = 43.5 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{705 - 43.5}{43.5} \times 0.003$$

$$v_s = 0.046 > 0.005 \quad \text{.....OK}$$

#### 4.14.2 Design of Wall Footing:

##### 4.14.2.1 Determination of Footing Depth:

-Allowable soil pressure = 400 KN/m<sup>2</sup>

-Assume footing thickness = 40 cm > h min = 25cm.

-Service Load (Force) = 72 KN/m (From W wall).

$$B = \frac{\text{Force (service)}}{q_{all.net}}$$

$$q_{all.net} = 400 - 5 - 1 \times 17 - 0.4 \times 25$$

$$q_{all.net} = 378 \text{ Kn} / \text{m}^2$$

$$B = \frac{72}{378} = 0.19m$$

Because we will use W12 of steel

The main reinforcement needs an enough

Distance to anchorage development length due to the following Equation :

$$l_d = 0.24 \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} \times db$$

$$\therefore B = [(0.24 \frac{420}{\sqrt{24}} \times 12) + 75] \times 2 + 200 \rightarrow B = 84.4cm \cong 90cm$$

Assumed  $h = h_{min} = 25 \text{ cm}$

$$\rightarrow d = h - \text{cover} - db$$

$$\rightarrow d = 200 - 75 - 20 = 105mm$$

#### 4.14.2.2 Check shear action :

$$q_u = \frac{1.2D.L + 1.6L.L}{1m \times B}$$

$$q_u = \frac{1.2(61) + 1.6(11)}{1m \times 0.90} =$$

$$q_u = \frac{90.8}{0.90} = 100.9 \text{ KN} / m^2$$

$$V_u = q_u \left( \frac{B - 0.2}{2} - d \right) \times L$$

$$V_u = 100.9 \left( \frac{0.90 - 0.2}{2} - 0.105 \right) \times 1$$

$$V_u = 24.7 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{f_c'} \times L \times d$$

$$\Phi V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{24} \times 1 \times 105$$

$$\Phi V_c = 64.3 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c > V_u \dots \dots \dots \text{O.K}$$

#### 4.14.2.3 Design for Flexure :

$$B = 90 \text{ cm} \quad \& \quad h = 25 \text{ cm}$$

$$Mu = q_u \frac{x^2}{2}$$

$$Mu = 100.9 \times \frac{0.35^2}{2}$$

$$Mu = 6.18 \text{ KN.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{0.00618}{0.9} = 0.00687 \text{ KN.m}$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{0.00687}{1.0 \times (0.105)^2} = 0.62 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\dots = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.62}{420}} \right)$$

$$\dots = 0.0014$$

$$A_s = \dots \times L \times d$$

$$A_s = 0.0014 \times 1000 \times 105$$

$$A_s = 147 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min.}} = 0.0018 \times L \times h$$

$$A_{s \text{ min.}} = 0.0018 \times 1000 \times 250$$

$$A_{s \text{ min.}} = 450 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{control})$$

Use  $\Phi 12 @ 25 \text{ cm.c / c}$

#### Transverse direction (shrinkage)

$$A_{s \text{ min.}} = 0.0018 \times 900 \times 250$$

$$A_{s \text{ min.}} = 405 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{control})$$

Use 4  $\Phi 12$

$$A_{s \text{ available}} = 452 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req.}} = 405 \text{ mm}^2$$

#### 4.14.2.4 Development length:

$$l_{d_{req}} = \frac{9}{10} \times \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} \times \frac{\{t\} \{e\} \{s\}}{\left(\frac{ktr + cb}{db}\right)} \times db$$

Where:

$\{t\} = 1$ , non epoxy.

$\{e\} = 1$ , bottom bar.

$\{s\} = 0.8$ , for W20 and smaller.

$ktr = 0$ , no stirrups.

$$cb = 75 + 20 = 95$$

$\} = 1$ , normal weight concrete.

$$\frac{ktr + cb}{db} = \frac{0 + 95}{20} = 4.75 > 2.5$$

$$take = 2.5$$

$$l_{d_{req}} = \frac{9}{10} \times \frac{420}{1 \times \sqrt{24}} \times \frac{1}{2.5} \times 12 = 370.4mm$$

$$l_{d_{available}} = \frac{900 - 200}{2} - 75 = 275mm$$

$$l_{d_{available}} = 275mm < l_{d_{req}} = 370.4mm$$

So a standard hook of (15 cm ) must be used to provide Ld.

#### 4.14.2.5 Design of Dowel Bars:

$$As_{min_{req}} = 0.0012 \times 1000 \times 250 = 300 \text{ mm}^2/m$$

Use W 12@12.5 cm

$$l_{dc} = 0.24 \times \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} \times db \geq 0.043 \times f_y \times db$$

$$= 0.24 \times \frac{420}{\sqrt{24}} \times 12 = 247mm \geq 0.043 \times 420 \times 12 = 216.72mm$$

$$l_{dc_{available}} = 250 - 75 - 2 \times 12 = 151mm$$

$$l_{dc_{available}} = 151 < l_{dc_{req}} = 247$$

So a standard hook of (15 cm ) must be used to provide Ld.

- **Check for Strain:**

Tension = Compression

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

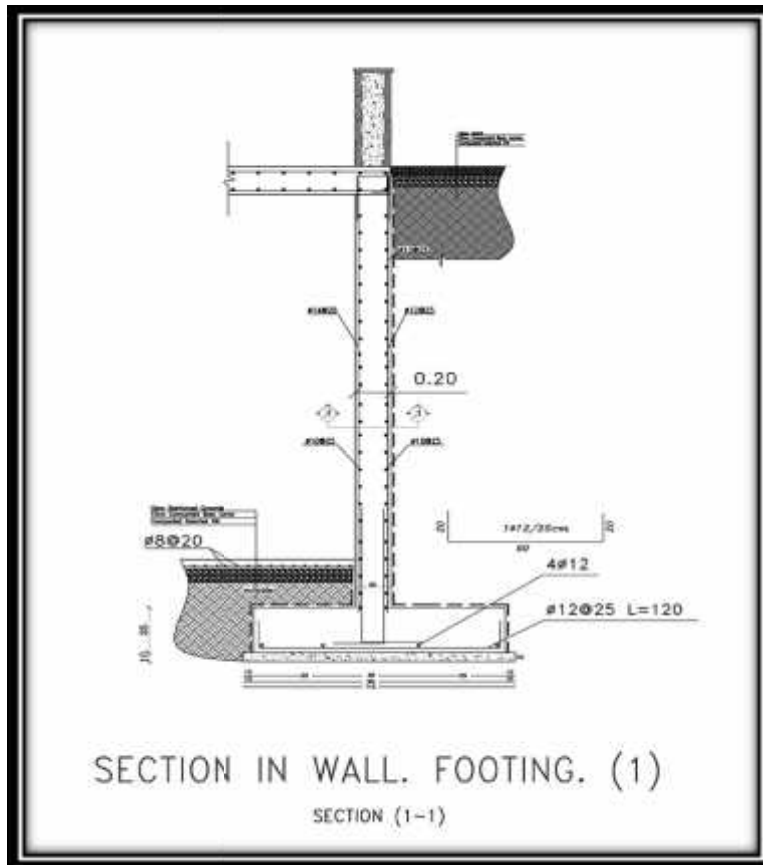
$$4068 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 900 \times a$$

$$a = 93 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{93}{0.85} = 109.5 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{420 - 109.5}{109.2} \times 0.003$$

$$v_s = 0.0085 > 0.005 \quad \text{.....OK}$$



**Fig. (4-30) Details of Wall footing.**

#### 4.15 Design Of Spherical Shell Dome:

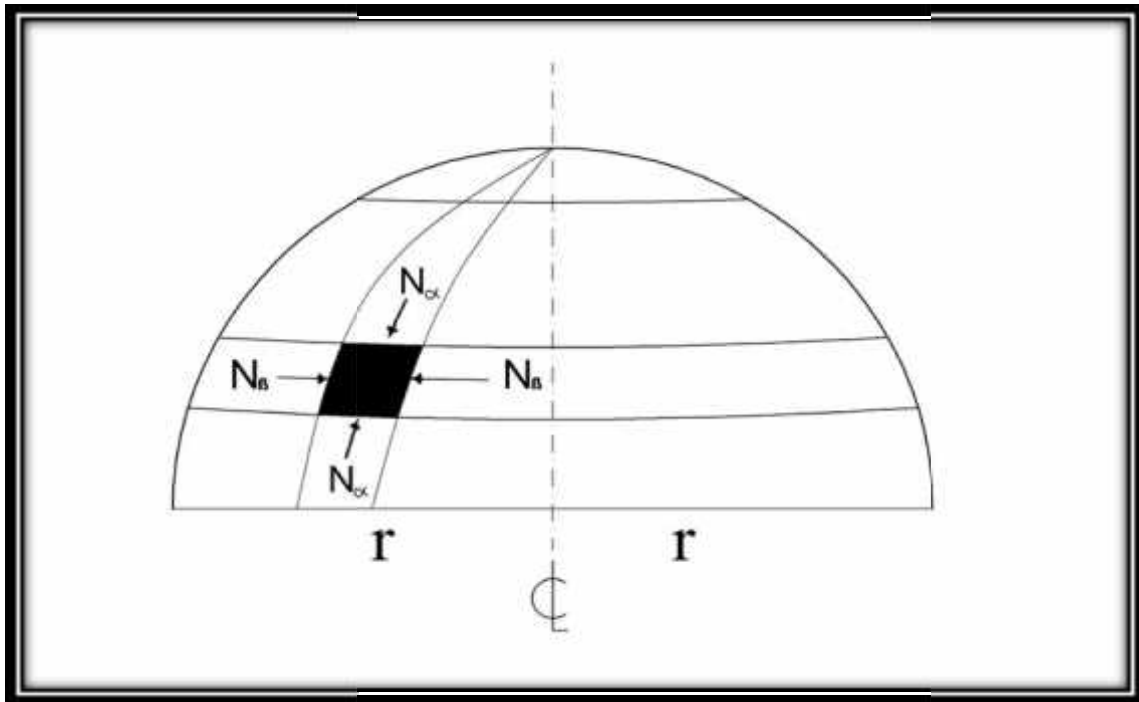


Fig. (4-31) Geometry of spherical shell dome.

##### 4.15.1 Loads Calculation:

**Snow loads :**

**According to Jordanians code :**

$$\text{Snow load} = \frac{h - 400}{320} = \frac{960 - 400}{320} = 1.75 \text{ kN/m}^2$$

$$P_v = 1.6 * 1.75 = 2.8 \text{ kN/m}^2.$$

where:

h: high above sea level.

**Self weight of Dome :**

Assuming thickness to be = 10 cm.

$$\Rightarrow 0.1 * 25 = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

$$1.2 * 2.5 = 3 \text{ kN/m}^2$$

**weight of Finishing materials of Dome :**

plastering	0.02 × 22	= 0.44 kN/m <sup>2</sup>
stone	0.05 × 27	= 1.35 kN/m <sup>2</sup> .
⇒ 0.44 + 1.35 = 1.79 kN/m <sup>2</sup> ⇒ p = 1.2 * 1.79 = 2.148 kN/m <sup>2</sup>		

**4.15.2 Analysis of internal forces:**

**Internal membrane forces  $N_r, N_s$  for spherical shells can be calculated by:**

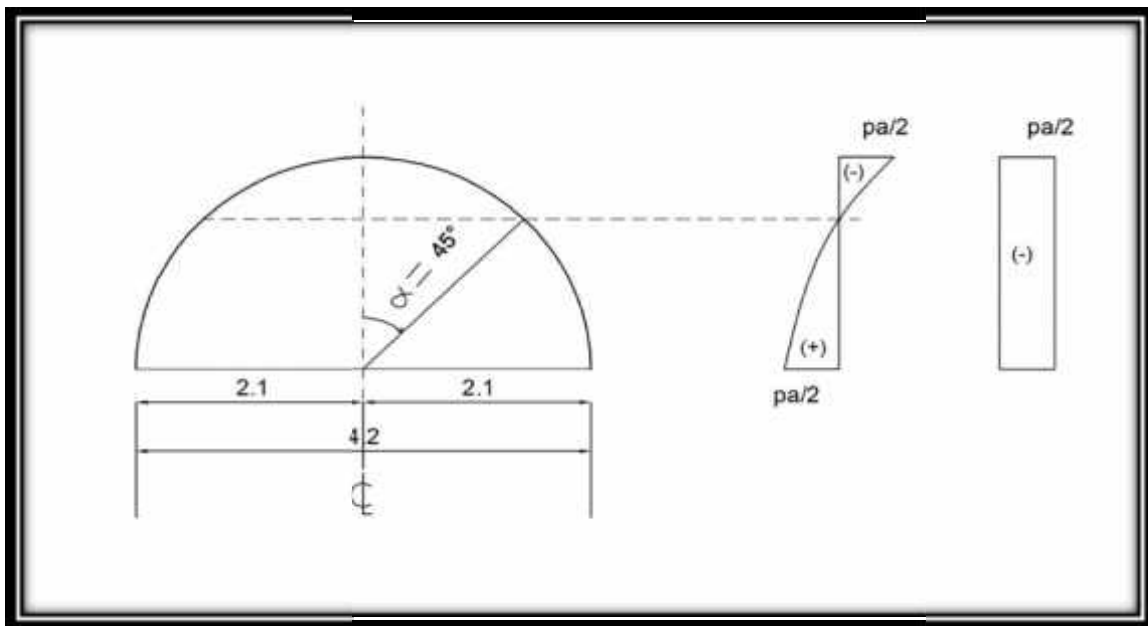
$$N_r = -\frac{ga}{(\cos r + 1)}$$

$$N_s = -ga \cos r + \frac{ga}{1 + \cos r}$$

**snow load:**

when  $r = 0^\circ \Rightarrow \cos 0 = 1 \Rightarrow \left\{ \begin{aligned} N_r = N_s = \frac{-Pa}{2} = \frac{-2.8 * 2.1}{2} = -2.94 \text{ kN/m} \end{aligned} \right.$

when  $r = 90^\circ \Rightarrow \cos 90 = 0 \Rightarrow \left\{ \begin{aligned} N_r &= \frac{-Pa}{2} = \frac{-2.8 * 2.1}{2} = -2.94 \text{ kN/m} \\ N_s &= \frac{Pa}{2} = \frac{2.4 * 2.1}{2} = 2.94 \text{ kN/m} \end{aligned} \right.$



**Fig. (4-32)  $N_s, N_r$  from snow loads.**

**self weight of Dome:**

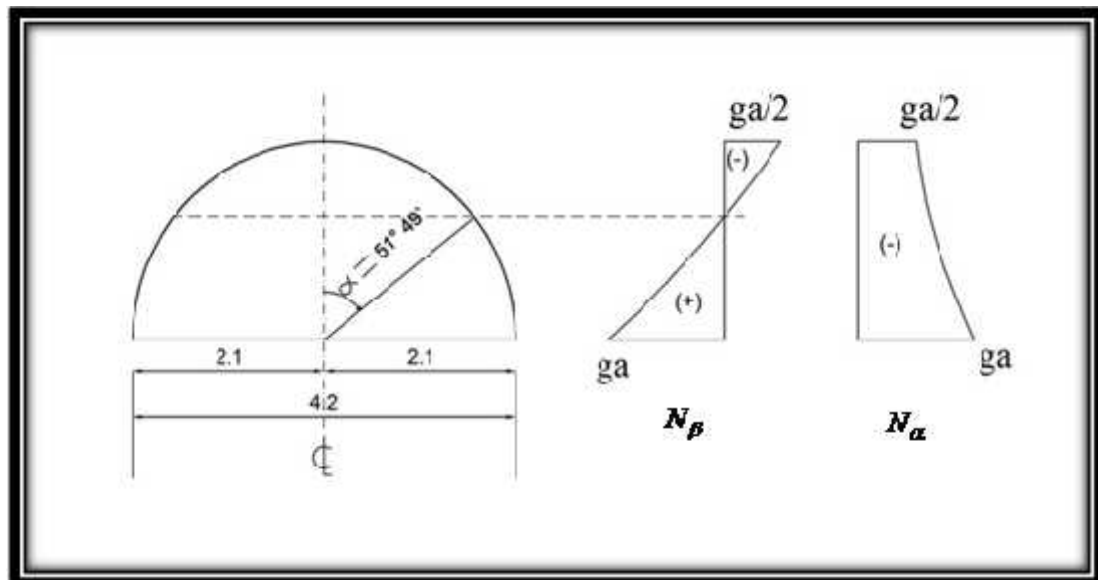
$$\text{when } r = 0^\circ \Rightarrow \cos 0 = 1 \Rightarrow \begin{cases} N_r = N_s = \frac{-ga}{2} = \frac{-3 \cdot 2.1}{2} = -3.15 \text{ kN/m.} \end{cases}$$

$$\text{when } r = 90^\circ \Rightarrow \cos 90 = 0 \Rightarrow \begin{cases} N_r = -ga = -3 \cdot 2.1 = -6.3 \text{ kN/m.} \\ N_s = ga = 3 \cdot 2.1 = 6.3 \text{ kN/m.} \end{cases}$$

**Weight of finishing of dome :**

$$\text{when } r = 0^\circ \Rightarrow \cos 0 = 1 \Rightarrow \begin{cases} N_r = N_s = \frac{-ga}{2} = \frac{-2.148 \cdot 2.1}{2} = -2.255 \text{ kN/m.} \end{cases}$$

$$\text{when } r = 90^\circ \Rightarrow \cos 90 = 0 \Rightarrow \begin{cases} N_r = -ga = -2.148 \cdot 2.1 = -4.51 \text{ kN/m.} \\ N_s = ga = 2.148 \cdot 2.1 = 4.51 \text{ kN/m.} \end{cases}$$



**Fig. (4-33)  $N_s$  ,  $N_r$  from dead load(self weight & finishing).**

**Total factored internal forces:**

$$\text{when } r = 0^\circ \Rightarrow \begin{cases} N_r = N_s = -3.15 + -2.94 + -2.255 = -8.345 \text{ kN/m.} \end{cases}$$

$$\text{when } r = 90^\circ \Rightarrow \cos 90 = 0 \Rightarrow \begin{cases} N_r = -6.3 + -2.94 + -4.51 = -13.75 \text{ kN/m.} \\ N_s = 6.3 + 2.94 + 4.51 = 13.75 \text{ kN/m.} \end{cases}$$

**Note:** Negative sign mean that the force is compression.  
Positive sign mean that the force is tension.

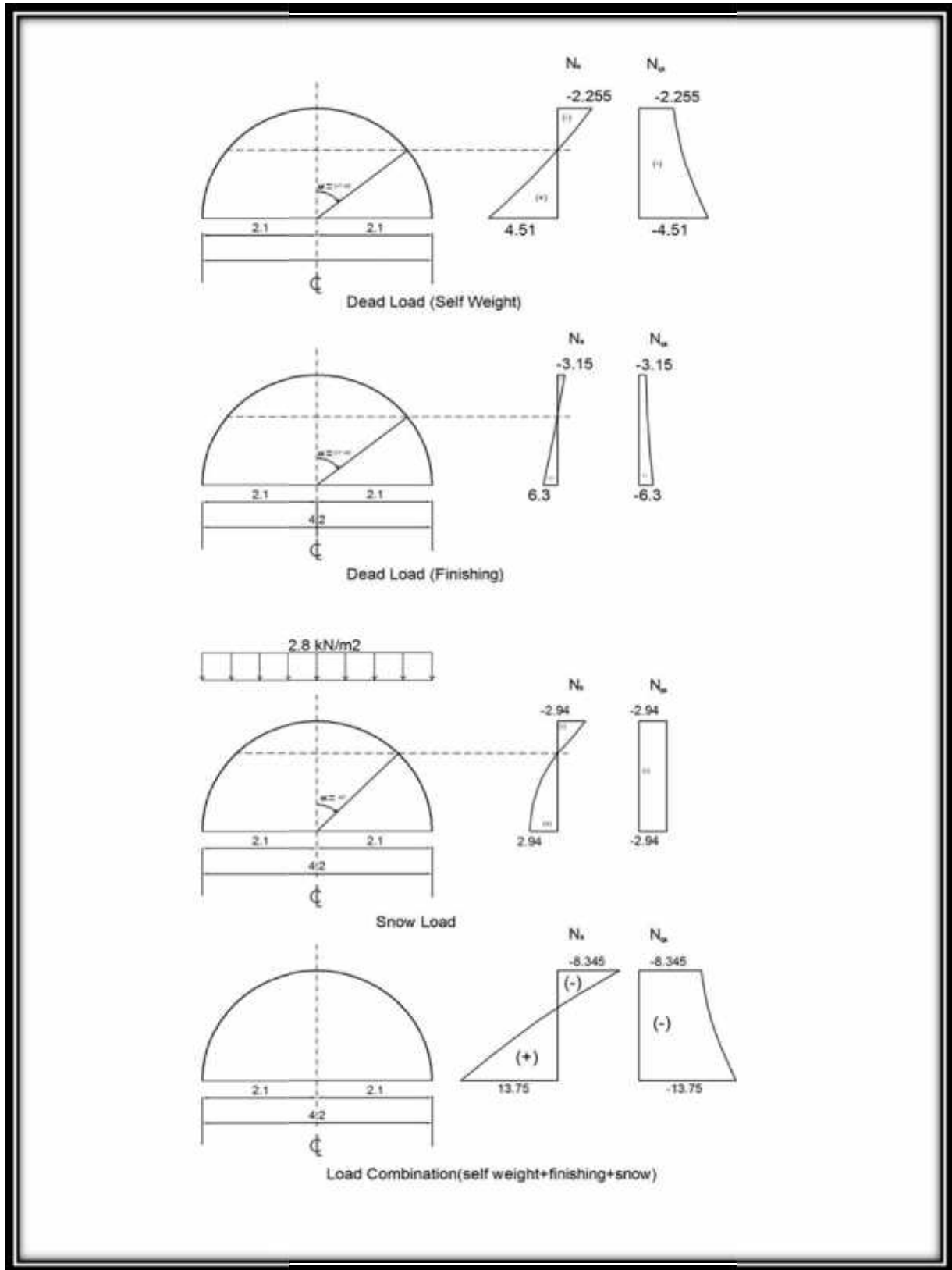


Fig. (4-34)  $N_s$ ,  $N_r$  from load combination.

#### 4.15.3 Tension reinforcement (radial reinforcement):

$$(A_s)_{req} = \frac{(N_s)_{max}}{w * f_y} = \frac{13.75 \times 10^{-3}}{0.9 \times 420} = 3.64 \times 10^{-5} m^2 / m. = 0.364 cm^2 = 36.4 mm^2.$$

$$(A_s)_{min} = 0.0035 \times 1000 \times 100 = 350 mm^2 \dots \text{controll} \quad ACI 318M (19.4.8)$$

$$\Rightarrow \text{Number of bars} = \frac{350}{79} = 4.43 \Rightarrow \text{use } w10 @ 20cm \text{ c / c}$$

$$20cm < 8 \text{ inches} \times 2.54 = 45.72cm$$

$$< 5 \times \text{thickness} = 5 \times 10 = 50cm$$

**Select 10@20cm .**

#### 4.15.4 Compression reinforcement (meridian reinforcement):

$$0.1 \times 0.65 \times 0.85 \times 24 \times 10^3 = 1326 \text{ kN/m} > 13.75 \text{ KN/m}$$

$$(A_s)_{min} = 0.0035 * 1000 * 100 = 350 mm^2 \dots \dots \dots ACI(19.4.8)$$

$$\Rightarrow \text{Number of bars} = \frac{350}{79} = 4.43 \Rightarrow \text{use } w10 @ 20cm \text{ c / c}$$

$$20cm < 18 \text{ inches} \times 2.54 = 45.72cm \dots \dots \dots ACI(19.4.10)$$

$$< 5 \times \text{thickness} = 5 \times 10 = 50cm$$

**Select 10@20cm.**

## النتائج والتوصيات

---

- .
- التوصيات .

## النتائج و التوصيات

١. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.
٢. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
٣. يجب اختيار النظام الإنشائي الأنسب من حيث الأمان والتكلفة الاقتصادية.
٤. على المهندس المصمم أن يكون ملماً بطرق تنفيذ العناصر الإنشائية حتى يتمكن من تصميم المنشأ بطريقة قابلة للتنفيذ.
٥. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي 4 كغم/سم .
٦. لقد تم استخدام نظام عقدات (One-Way Ribbed Slab) في جميع العقدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ. كما تم استخدام نظام عقدات ( Two-Way Ribbed Slab ) في اجزاء معينة من الطوابق، كما تم استخدام نظام العقدات المصممة ( Solid Slab ) وت الدرج والمصاعد، نظراً لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة كما تم استخدام عقدات (flat plate) في عقدة التسوية نظراً لعدم انضمام الأعمدة..
٧. الأحمال الحية المستخدمة في المشروع تم الحصول عليها من الكود الأردني.
٨. برامج الحاسوب المستخدمة :  
هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدامها في هذا المشروع وهي:  
(a) AUTOCAD 2006 : وذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.  
(b) Safe: وذلك لإجراء التحاليل والتصاميم 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.

٩. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم هي الحس الهندسي الذي يقوم من خلاله بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

## - التوصيات

١. يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملًا إنشائياً ومعمارياً.
٢. يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.
٣. ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.
٤. إذا تبين أن قوة تحمل التربة أقل من القوة التي تم تصميم المشروع بناءً عليها؛ فإنه يجب إعادة تصميم الأساسات وفقاً للقيمة الجديدة.
٥. بعد المراجعة الشاملة للمخططات التنفيذية فإن هذا المشروع يعتبر جاهزاً للتنفيذ إنشائياً ومعمارياً.
٦. يجب استكمال التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.



## المصادر والمراجع

. كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، م.

2. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-08)
3. Uniform Building Code (UBC-97).

# **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  $w_c = 2320 \text{ kg/m}^3$ ) 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  $1440\text{--}1920 \text{ kg/m}^3$ , 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  $(0.4 + f_y/700)$ .

**(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 non-structural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load $L$	$L/180^*$
Floors not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load $L$	$L/360$
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) <sup>†</sup>	$L/480^‡$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections		$L/240^§$

\* 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.

**(MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS)**

الأحمال الحية للأرضيات و العقودات

الحمل المركز البديل	الحمل الموزع كن/م <sup>2</sup>	الاستعمال	نوع المبنى	
			عام	خاص
7.0	4.8 لكل متر من ارتفاع التخزين على أن لا يقل عن (10).	أماكن التكديس الكثيف للكتب على عربات متحركة.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكلليات.	تابع المباني التعليمية وماشابهها.
7.0	2.4 لكل متر من ارتفاع التخزين على أن لا يقل عن (6.5).	غرف تكديس الكتب.		
9.0	4 لكل متر من ارتفاع التخزين.	مستودعات القرطاسية.		
4.5	5.0	الممرات والمداخل المعرضة لحركة المركبات والعربات المتحركة.		
9.0	5.0	غرف وقاعات التدريب.		
3.6	5.0	قاعات التجمع والمسارح والجمنازيوم دون مقاعد ثابتة.		
4.5	3.0	المختبرات بما فيها من أجهزة، والمطابخ وغرف الغسيل.		
2.7	3.0	الممرات والمداخل والأدراج وبسطات الأدراج الثانوية.		

الحمل المركب البدلي	الحمل الموزع	الاستعمال	نوع المبنى	
			خاص	عام
2.7	3.0	غرف التدريس.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	تابع المباني التعليمية وماشابهها.
4.5	2.5	غرف المطالعة دون مستودع كتب.		
4.5	4.0	غرف المطالعة بمستودع كتب.		
1.8	2.0	قاعات المعدات.		
4.5	2.0	غرف الأشعة والعمليات والخدمات.		
1.8	2.0	غرف تبادل الملابس وغرف النوم في المستشفيات.		
-	4.5 لكل متر طولي موزعا بانتظام على العرض.	المقتضيات.		
كما ورد في النوع الثالث من المباني السكنية.		غرف المراحل والمحركات والمراوح وغرف المشروبات والخمائنات والشرفات والممرات وغرف الطعام وردهات الاستراحة والبياردو.	السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	المباني التعليمية وماشابهها
كما ورد في النوع الثاني من المباني السكنية.		الممرات والمداخل والأدراج وبسطات الأدراج والممرات المرتفعة الموصلة بين المباني.		