بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة و التكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

هندسة مباني

مشروع تخرج بعنوان

التصميم الإنشائي لـِ "مول فلسطين التجاري"

إشراف :

م. حمدي ادعيس

فريق العمل :

عبادة طردة **أنس مروه**

شادي حجاج **ملاك عطاونة**

2019م

الإهداء

إلى من زرعوا دموعهم في طريقنا أكفاً ترفع دعاءهم لله ، إلى من أشعلوا قلوبهم حطباً لندفأ نحن ، إلى من عضّوا على جراحهم و وقفوا لنبرأ نحن و لا نسقط ، إلى من جرّحوا أكفهّم و وهبونا دماءها لنظل نكتب ، إلى من لو بقيت عمراً فوق عمري أنسج لهم المديح ما وفيّتهم مثقال ذرة ، إلى الجبال التي تسندنا إلى آبائنا ، و إلى الدفئِ الذي يحتوينا إلى أمهاتنا ، إليكم نهدي هذا العمل المتواضع.

كما و نهدي هذا العمل إلى كل الأساتذة و الزملاء و الأصدقاء الذين وقفوا وساروا معنا في هذا الدرب ، الذين ساندونا و لا زالوا يفعلون و لولاهم ما وصلنا إلى ما وصلنا إليه.

شكر و تقدير

في البداية الشكر لله الواحد الأحد الذي لا نجاح إلا بقضائه فلله الحمد من قبل و من بعد على إتمام هذا العمل .

كما و نتقدم بجزيل الشكر و عظيم الإمتنان لكل من ساهم و مدّ يده لنا لنصل هنا.

و نخص بالشكر صاحب الفضل العظيم و الجهد غير المنقطع الأستاذ المهندس حمدي ادعيس ، المشرف الذي لم يتوانى للحظة عن تقديم علمه و جهده ليصل بنا و بهذه السفينة لبر الأمان و لشاطئ النجاة.

كما ونشكر طاقم دائرة الهندسة المدنية و المعمارية كلّ باسمه و لقبه و مكانته على ما قدموه لنا في سنينا هذه.

ملخص المشروع

التصميم الإنشائي لـِ "مول فلسطين التجاري" بمدينة الخليل

التصميم الإنشائي هو أهم التصميمات اللازمة للمبنى بعد التصميم المعماري فتوزيع الأعمدة وحساب الأحمال والحفاظ على المتانة بأفضل طريقة اقتصادية وأعلى درجات الأمان والسلامة يقع على عاتق الإنشائي .

سنقوم في هذا المشروع بالتصميم الإنشائي لهذا المبنى، حيث يتكون من كتلة واحدة مكونة من خمسة طوابق: طابقي التسوية والأرضي بالإضافة الى طابقين فوق الأرضي، حيث مساحة كل طابق2200 م^{2}تبلغ مساحة المشروع الإجمالية11000م^2.

صُمّم المشروع بحيث يلبي الغاية التي يسعى المشروع إلى تحقيقها وهي انشاء مول تجاري.

من الجدير بالذكر أنه سيتم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية، ولتحديد أحمال الزلازل، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فسيتم استخدام الكود الأمريكي (ACI_318_08)، ولا بد من الإشارة إلى أنه سيتم الإعتماد على بعض برامج الحاسوب مثل:

-

Autocad (2007+2015), ATIR, ETABS 2015, SAFE 2014 SAP 2000, Microsof Office XP.

وسيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد وتحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر وإعداد المخططات التنفيذية بناء على التصميم المعد لجميع العناصر الإنشائية التي تكوّن الهياكل الإنشائية للمبنى.

Abstract

Structural Design of Palestine Mall in Hebron city

Supervisor:

Eng. Hamdi Idais

Team:

Anas mroua

Obada Taradeh

Shadi Hajjaj

Malak Atawneh

This project is aimed at the structural design Palestine Mall located in Hebron city in Abu Daajan area . The building consists of several types of services distributed in a suitable way. These services are distributed to five floors with total area of 11000 m^2.

The main objective was to design all of structural members of this building after clearly understanding all of the architectural aspects in order to provide the suitable structural system. The structural members were designed starting by the slabs to the beams then to columns and walls finally to the foundations which transfer the loads to the foundations soils.

It is very important to know that Jordanian Building Code was used to specify the values of loads that building serves, American Concrete Institute Code (ACI 318-11) used to design all structural members, and the Uniform Building Code (UBC 1997) for seismic load determination. It is worth mentioning that some software packages were used during this project Etabs2018 and

others.; such as Office2010, AutoCAD2016,

Atir 2018, Safe2016,

فهرس المحتويات

المحتويات		رقم الصفحة
صفحة العنوان		1
ملخص المشروع		7
فهرس المحتويات		9
فهرس الجداول		12
فهرس الأشكال والخرائط		13
List of abbreviations		16
الفصل الأول	المقدمة	17
1-1	مقدمة	18
2-1	أهداف المشروع	18
3-1	مشكلة المشروع	19
4-1	حدود المشروع	19
5-1	المسلمات	19
6-1	فصول المشروع	19
7-1	إجراءات المشروع	20
الفصل الثاني	الوصف المعماري	22

2-1	مقدمة	22
2-2	لمحة عن المشروع	23
2-3	موقع المشروع	23
2-4	أسباب اختيار المشروع	24
2-5	وصف المساقط الافقية	24
2-5-1	طابق التسوية الثاني	24
2-5-2	الطابق التسوية الاول	24
2-5-3	الطابق الارضي	25
2-5-4	الطابق الاول	26
2-5- 5	الطابق الثاني	26
2-6	وصف الواجهات	27
2-6-1	الواجهة الشمالية	27
2-6-2	الواجهة الجنوبية	28
2-6-3	الواجهة الشرقية	29
2-6-4	الواجهة الغربية	29
2-7	وصف الحركة في المبنى	30
2 – 8	حركة الشمس والرياح	31
الفصل الثالث الوصف الإنشائي		**32**

1-3	مقدمة	34

2-3	الهدف من التصميم الانشائي	34
3-3	مراحل التصميم الانشائي	35
4-3	الأحمال	35
1-4-3	الأحمال الميتة	36
2-4-3	الأحمال الحية	37
3-4-3	الأحمال البيئية	37
1-3-4-3	أحمال الرياح	37
2-3-4-3	أحمال الثلوج	39
3-3-4-3	أحمال الزلازل	39
4-4-3	أحمال التمدد و الإنكماش	39
3 – 5	الإختبارت العملية	39
3 – 6	العناصر الإنشائية المكونة للمبنى	40
1-6-3	العقدات	41
1-1-6-3	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	41
2-1-6-3	عقدات العصب ذات الاتجاهين	42
1-2-6-3	العقدات المصمتة ذات الإتجاه الواحد	42
2-2-6-3	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	43

3-6-3	الأدارج	43
4-6-3	الجسور	44
5-6-3	الأعمدة	45
6-6-3	جدارن القص	46
7-6-3	الأساسات	47
7-3	فواصل التمدد	48
8-3	برامج الحاسوب التي تم استخدامها	49

Chapter 4	Structural Analysis and Design	٣٨
4-1	Introduction	٣٩
4-2	Check of Minimum Thickness of Structural Member	٤٢
4-3	Design of topping	٤٢
4-4	Design of One Way Rib Slab	٤٤
4-5	Design of Beam	٥٣
4-6	Design of one way solid slab	٦٦
4-7	Design of two way ribbed slab	٧٠
4-8	Design of column(11)	٧٦
4-9	Design of stair	٧٩
4-10	Design of shear wall (3)	٩١
4-11	Design of isolated footing (4)	٩٥

الفصل الخامس	النتائج والتوصيات	١٠١
٥-١	النتائج	١٠٢
٥-٢	التوصيات	١٠٢

٥-٣	المصادر والمراجع	١٠٣

فهرس الجداول

رقم الجدول		رقم الصفحة
1-1	الجدول الزمني للمشروع	21
1-3	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	36
2-3	الأحمال الحية لعناصر المبنى وفق الكود الأردني	37
3-3	أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	39

فهرس الأشكال

رقم الشكل	الشكل	رقم الصفحة
1-2	الموقع العام للمشروع	21

2-2	مخطط طابق التسوية الثاني	24
3-2	مخطط الطابق التسوية الاول	25
4-2	مخطط الطابق الارضي	25
5-2	مخطط الطابق الاول	26
6-2	مخطط الطابق الثاني	27
7-2	الواجهة الشمالية	28
8-2	الواجهة الجنوبية	28
9-2	الواجهة الشرقية	29
10-2	الواجهة الغربية	29

11-2	Section A-A	30
12-2	Section B-B	31
1-3	مسار نقل الأحمال	36
2-3	تباين سرعة الرياح بالنسبة للإرتفاع	37
3-3	تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به	38
4-3	بعض العناصر الإنشائية الموجودة في المبنى	40
5-3	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	41
6-3	عقدات العصب ذات الاتجاهين	42
7-3	العقدات المصمتة ذات الإتجاه الواحد	43

8-3	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	43
9-3	الدرج	44
10-3	المقاطع المختلفة للجسور في العقدات	44
11-3	التسليح في الجسور	45
12-3	أنواع الأعمدة المستخدمة في المشروع	46
13-3	جدار القص	47
14-3	أساسات منفردة	48

List of abbreviation:

D_L: Dead load.

L_L: live load.

W_u: factored total load. L_n:

clear length of member. δ:

thickness of a layer. γ: unit

weight of material.

M_n: nominal moment.

M_u: factored moment at section.

f_c': Compression strength of concrete.

f_y: specified yield strength of non-prestressed reinforcement.

ρ: ratio of steel area. ε_s: strain of tension steel.

Ø: strength reduction factor.

V_n: nominal shear strength.

V_u: factored shear force at section.

V_c: nominal shear strength provided by concrete.

V_s: nominal shear strength provided by shear reinforcement.

A_s: area of steel. A_v: area of

shear reinforcement.

b: width of compression face of member.

b_w: web width.

الفصل الأول: المقدمة

١ مقدمة

٢ أهداف المشروع

٣ مشكلة المشروع

٤ حدود المشروع

٥ المسلمات

٦ فصول المشروع

٧ إجراءات المشروع

٨ الجدول الزمني للمشروع

1-1 مقدمة:

يعد البناء أو المسكن من أهم مقومات الحياة وأكثرها لزوما على مر العصور، ومع مرور الزمن ظهرت الحاجة الملحة الى وجود مباني متخصصة في مختلف نواحي الحياة البشرية، حيث ظهرت المباني الدينية ودور العبادة، كذلك المباني الحكومية من المحاكم ودور القضاء ومجالس الدولة المختلفة، كمجالس الوزراء ومجالس النواب وغيرها، كذلك ظهرت المستشفيات والمدارس والمكتبات والمنشئات الرياضية المتنوعة، هذا كله بالإضافة إلى المباني والمجتمعات التجارية والسكنية.

ومع تطور الإنسان وتطور حياته ومع الانفتاح الصناعي المستمر كان لا بد من مواكبة الأحداث لتلبية احتياجات الناس بمختلف فئاتهم وأشغالهم، من هنا يأتي دور المهندس الذي يضع أفكاره وحلوله من اجل المضي قدما في ركب الثورة البشرية.

فالمهندس هو من يصمم وينشئ الملاذ الآمن لرجل عائد إلى بيته بعد يوم طويل مرهق ومتعب وهو ذاته من يجمع الناس تحت سقف واحد في حدث موسيقي هنا وأخر رياضي هناك، بكل اختصار المهندس هو من يظهر أو على الأقل من يحاول أن يظهر الجمال المدفون وراء وجه الطبيعة.

محور الدراسة في هذا المشروع هو القيام بإجراء التصميم الإنشائي لمول متعدد الطوابق وهو تصميم إنشائي لمول فلسطين التجاري في مدينة الخليل.

1-2 أهداف المشروع:

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

1) القدرة على اختيار النظام الانشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الانشائية على المخططات، مع مراعاة الحفاظ على الطابع المعماري.
2) القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
3) تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة.
4) إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي ومقارنتها مع الحل اليدوي.

1-3 مشكلة المشروع:

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة للمشروع، وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور .... الخ. بتحديد الأحمال الواقعة عليه،

ومن ثم تحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم لها، مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ، ومن ثم سيتم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها، لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ.

4-1 حدود المشروع:

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الثاني والصيفي من السنة الدراسية 2018-2019من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الثاني ومشروع التخرج في الفصل الصيفي.

- 5-1 المسلمات:

هذا وسوف يتم:

1) اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08M) والكود الاردني للأحمال الحية.
2) استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir)، (etabs)(Safe) وغيرها.
3) برامج اخرى مثل : (Microsoft Office.) , (Microsoft Word)

- 6-1 فصول المشروع:

- يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

الفصل الأول: يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث وأهدافه.

الفصل الثاني: يشمل الوصف المعماري للمشروع.

الفصل الثالث: يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.

الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

الفصل الخامس: النتائج والتوصيات.

- 7-1 إجراءات المشروع:

1) دراسة المخططات المعمارية وذلك لتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.
2) دراسة العناصر الانشائية المكونة للمبنى والالية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والاعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي وعامل الأمان.
3) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.
4) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.
5) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.
6) إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ

- الجدول الزمني المتوقع للمشروع :

الأسابيع / الفعاليات	1	2	3	4	5	6	7	٨	٩	١٠	١١	١٢	١٣	١٤	١٥	١٦
اختيار المشروع																
دراسة المخططات المعمارية وتوزيع الأعمدة																
دراسة المبنى إنشائيا واختيار النشاط الإنشائي																
التصميم الإنشائي لعصب وجسر																

(1-1): الجدول الزمني لمقدمة المشروع

الفصل الثاني: الوصف المعماري

---

١ المقدمـــــــــــــــــة

٢ لمحة عن المشروع

٣ موقع المشروع

٤ أسباب اختيار المشروع

٥ وصف المساقط الأفقية للمبنى

٦ وصف الواجهات

٧ وصف الحركة في المبنى

٨ حركة الشمس والرياح

1-2 مقدمة:-

تعتبر العمارة أحد أبرز العلوم الهندسية، وهي ليست وليدة هذا العصر؛ بل هي منذ أن خلق الله تعالى الإنسان الذي أطلق العنان لمواهبه وخواطره، فانتقل بهذه المواهب من حياة الكهوف إلى أفضل صورة من صور الرفاهية، مستغلاً ما وهبه الله من جمال لهذه الطبيعة الخلابة.

وبهذا أصبحت العمارة فن وموهبة وأفكار، تستمد وقودها مما وهبه الله للمعماري من مواهب الجمال. وإذا كان لكل فن أو علم ضوابط وحدود يقف عندها فإن العمارة لا تخضع لأي حد أو قيد، فهي تتأرجح ما بين الخيال والواقع؛ رغم أنها قد تخبئ لنا العديد من المفاجآت عندما ندخلها ونتفاعل مع تفاصيله.

إن بساطة المبنى ليست دليلا على بساطة العمل المعماري، بل إن المبنى على الرغم من البساطة قد يخبئ لنا بين ثناياه من الجمال والفن المعماري في أجزاءه الداخلية ما يجعله يتفوق على الكثير من الأبنية الأخرى، فالمبنى مهما كانت وظيفته يكون قد حقق الشروط المعمارية تماما عندما يمزج بين الجمال الحقيقي في واجهات وشكل المبنى والوظيفة التي سيؤديها ذلك المبنى وبذلك يكون قد نجح معمارياً، لان المفهوم المعماري لا يقتصر على الشكل فحسب كما يظن البعض؛ وإنما يحقق الوظيفة أيضاً.

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

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

2-2 لمحة عن المشروع:

تتلخص فكرة المشروع في إنشاء امتداد لمول تجاري في مدينة الخليل، يتمتع بجميع المرافق والأقسام اللازمة، كما أنه يتمتع بشكل معماري جميل جدا، أضف إلى ذلك كله أنه يحافظ على أداء الوظيفة المرجوة منه بالموازاة مع كل ما يحويه من اللمسات المعمارية لإبرازها في كثير من المنشآت.

يتكون المشروع من خمسة طوابق، بما في ذلك الطابق الأرضي و وطابقي التسوية، حيث يتكون طابق التسوية الاول من سبع مخازن وثلاث مصفات لشاحنات ومصاعد، وطابق التسوية الثاني يتكون من 55 مصف سيارة ومصاعد،

والارضي يتكون من 9 محلات تجارية وسوبر ماركت ومصاعد، ويتكون الطابق الاول من 13 محل تجاري واماكن جلسات والطابق الثاني يتكون من 7 محلات تجارية ومطعم واماكن جلسات ومصاعد، وتبلغ المساحة الطوابق الاجمالية (11000) متر مربع.

3-2 موقع المشروع:

يقع المشروع في مدينة الخليل في منطقة ابو دعجان غرب مدينة الخليل.

- تقع قطعة الارض في نصف المنطقة ويوجد شارعان رئيسيان يسهلان الوصول اليها.
- توفر قطعة الارض بمساحة تستوعب المشروع.
- احتفاظ الموقع بميزات طبيعية تؤهله لاحتواء المشروع.
- طبيعة الارض مستوية.

شكل (1-2) الموقع العام للمشروع

٤-٢ أسباب اختيار المشروع:

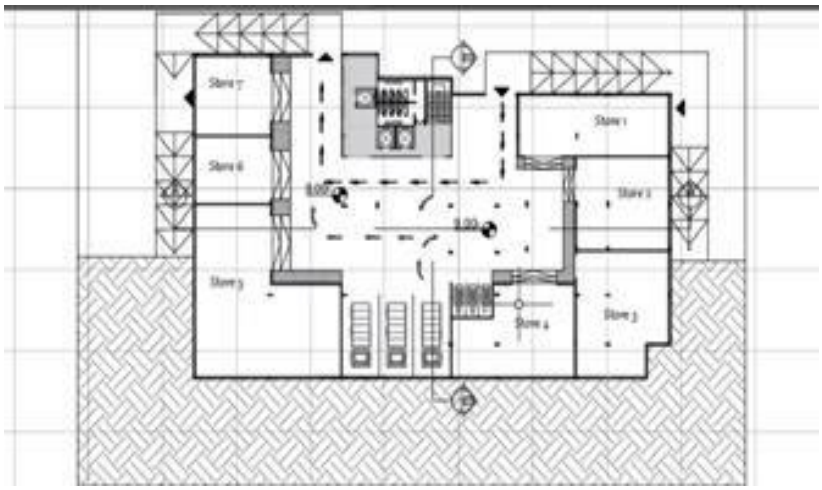
يعود السبب الرئيسي لاختيار المشروع الى وجود حاجه لمول تجاري في منطقة ابو دعجان وبذلك تم اختيار قطعه الارض في منطقة ابو دعجان..

٢-٥ وصف المساقط الأفقية للمشروع:

2-5-1 طابق التسوية الثاني :

- تبلغ مساحة هذا الطابق ٢٢٠٠ متر مربع.
- منسوب سطح العقدة لهذا الطابق: -٩م
- وظائف الفراغات في هذا الطابق:

يتكون هذا الطابق من سبع مخازن وثلاث مصفات لشاحنات ومصاعد.

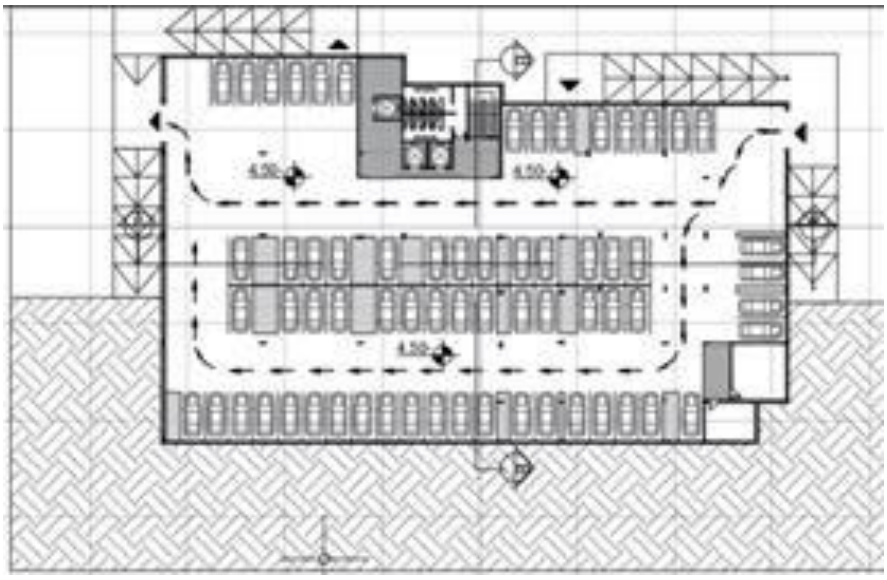


شكل (٢-2) مخطط طابق التسوية الثاني

2-5-2 طابق التسوية الاول:

- تبلغ مساحة هذا الطابق 2200 متر مربع.
- منسوب سطح العقدة لهذا الطابق: -٤,٥ م
- وظائف الفراغات في هذا الطابق:

يتكون هذا الطابق من 55 مصف سيارة ومصاعد.

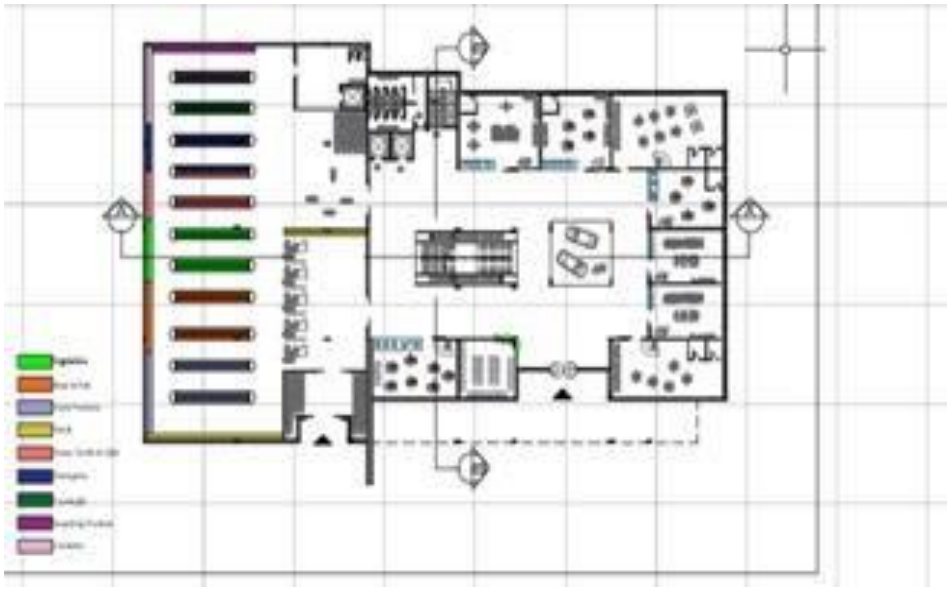


شكل (2-3) مخطط طابق التسوية الأول

3-5-2 الطابق الارضي:

- تبلغ مساحة هذا الطابق 2200متر مربع.
- منسوب سطح العقدة لهذا الطابق: ٠,٠٠ م
- وظائف الفراغات في هذا الطابق:

يتكون هاد الطابق من 9 محلت تجارية وسوبر ماركت ومصاعد.



شكل (2-4) مخطط الطابق الارضي

2 -5-4 الطابق الاول:

- تبلغ مساحة هذا الطابق ٢٢٠٠ متر مربع.
- منسوب سطح العقدة لهذا الطابق: +٤,٥ م
- يتم الوصول إلى هذا الطابق من خلال:

1) مصعد كهربائي للتنقل بين طوابق المبنى.

2)بالاضافة الى الادراج

- وظائف الفراغات في هذا الطابق: يتكون هذا الطابق من 13 محل تجاري واماكن الجلسات

شكل (2-5) مخطط الطابق الاول

2-5-5 الطابق الثاني:

- تبلغ مساحة هذا الطابق ٢٢٠٠ متر مربع.
- منسوب سطح العقدة لهذا الطابق: + ٩م.
- يتصل مع المبنى القديم عن طريق باب يتم فتحه بينهما.
- يتم الوصول إلى هذا الطابق من خلال:

1) مصعد كهربائي للتنقل بين طوابق المبنى.

2) بالإضافة الي الادراج

- وظائف الفراغات في هذا الطابق:

يتكون هذا الطابق من ٧ محلات تجارية ومطعم واماكن جلسات ومصاعد.

شكل (2-6) مخطط الطابق الثاني

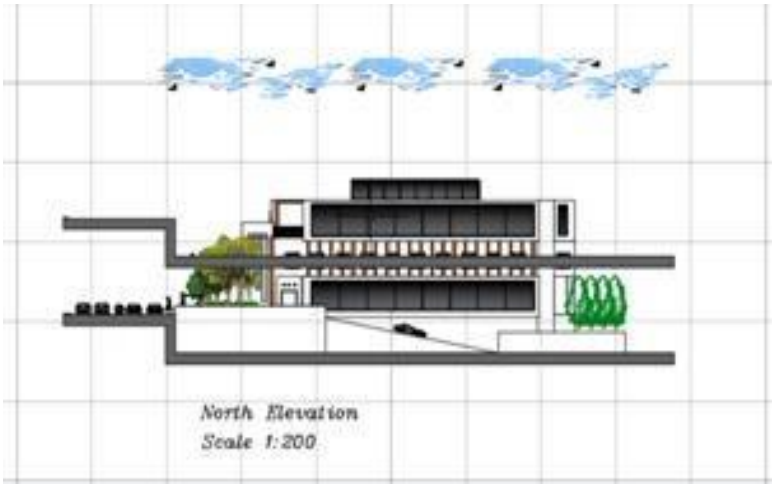
6-2 وصف الواجهات:

إن الواجهات المنبثقة عن أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى، حيث يظهر من خلال التصميم المعماري لواجهات هذا المشروع استخدام الطراز الحديث.

كما أن المواد الرئيسية التي تم استخدامها في عملية البناء هي الخرسانة المسلحة، والخرسانة العادية وبعض الأنواع من الحجر، شريطة مناسبتها لشروط مقاومة الظروف الجوية وتوفير عنصر الجمال.

٢-٦-١ الواجهة الشمالية:

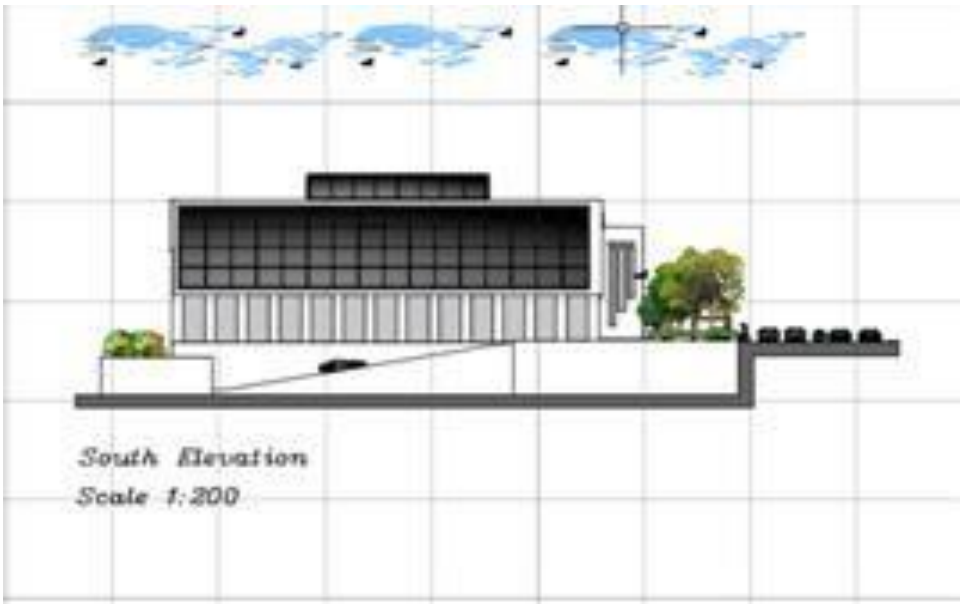
وإن كانت هذه الواجهة تطل على الشارع الرئيسي، إلا أنها ليست هي الرئيسية، فلا يوجد مدخل هنا، كما ويغطي المبنى القديم نسبة كبيرة منها، وكذلك تقع على الجانب الأيمن من المدخل الرئيسي.



الشكل (2-7) الواجهة الشمالية

٢-٦-٢ الواجهة الجنوبية:

تكون هذه الواجهة بالاتجاه الخلفي للمبنى، وتحتوي على نوافذ، والواجهة زجاجية وحجرية.



الشكل(2-8)الواجهة الجنوبية

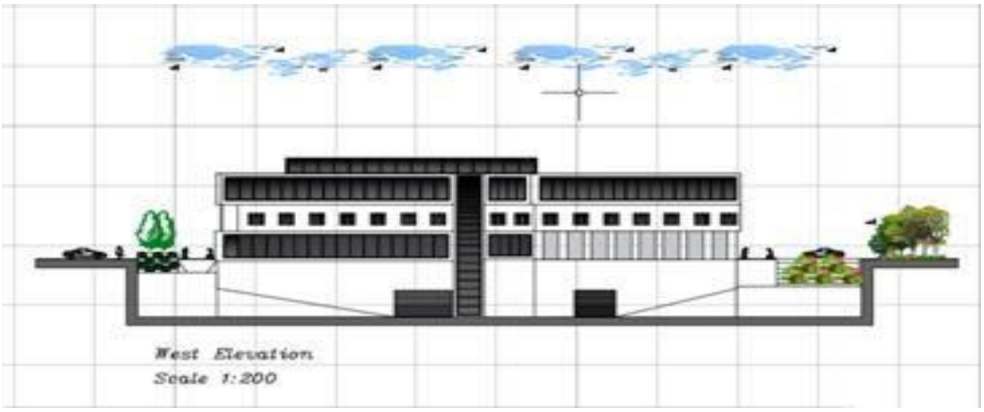
٢-٦-٣ الواجهة الشرقية:

هذه هي الواجهة الرئيسية للمبنى، حيث أن المدخل الأساسي يكون من خلالها، فهي الواجهة التي تقابل الزوار، وتحتوي على نوافذ زجاجية، حيث تعطي طراز معماري جميل.

الشكل(2-9) الواجهة الشرقية

٢-٦-٤ الواجهة الغربية:

تقع هذه الواجهة في اتجاه الغرب، تحتوي على نوافذ زجاجية والواجهة زجاجية وحجرية.



الشكل (2–10) الواجهة الغربية

7-2 وصف الحركة في المبنى:

تأخذ الحركة أشكالاً عدة سواء من داخل المول إلى خارجه أو بالعكس، حيث تقع الطوابق على مستويات مختلفة فوق مستوى سطح الأرض، وتتنوع أشكال الحركة إلى أفقية في المستوى الواحد من خلال الممرات والمساحات الفارغة، حيث تتناسب الحركة مع وظيفة الفراغ، وأيضاً الحركة الرأسية من خلال الأدراج والمصاعد الكهربائية بين مستويات الطوابق المختلفة.

الشكل (2-11) section A-A

الشكل(2-12) Section B-B

2-8حركة الشمس والرياح

تعتبر دراسة حركة الرياح والشمس من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فيجب معرفة تأثير كل منهما على المبنى ليتسنى تقسيمه إلى فراغات تتناسب وتوجيهه المناخي، بحيث يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإنارة الطبيعية والرياح السائدة في الخليل رياح شمالية غربية، كما تتعرض الى رياح الخماسين المحملة بالأتربة خلال فصل الربيع.

الفصل الثالث: الوصف الإنشائي

١ مقدمة

٢ الهدف من التصميم الإنشائي.

٣ مراحل التصميم الإنشائي.

٤ الأحمال.

٥ الاختبارات العملية.

٦ العناصر الإنشائية المكونة للمشروع.

٧ فواصل التمدد.

٨ برامج الحاسوب.

3-1مقدمة

بعد دراسة المشروع من الناحية المعمارية في الفصل السابق لابد من الانتقال لدراسة المشروع مدن الناحية الإنشائية وذلك بدراسة العناصر الإنشائية ووصفها وصف دقيق حيث يتم دراسة طبيعة الأحمال المسلطة على المبنى بمختلف أنواعها وكيفية التعامل معها للخروج بتصميم إنشائي يلبي جميع المتطلبات الوظيفية والتشغيلية للمبنى ويحقق عامل الأمان المطلوب ضمن محددات التكلفة الاقتصادية للمشروع.

كما يتطلب التصميم الإنشائي اختيار العناصر الإنشائية المناسبة للمشروع المراد بما يتناسب مدع الوظيفة المعمارية التدي صمم لأجلها مع مراعاة عدم التضارب مع المخططات المعمارية الموضوعة ومراعاة قابلية تنفيذها على أرض الواقع بحيث يكدون المبنى آمناً، ويحافظ على التصاميم المعمارية.

3-2 الهدف من التصميم الانشائي

يعتبر التصميم الإنشائي عملية متكاملة تلبي مجموعة من الأهداف والعوامل التي من شأنها الخروج بمنشأ يحقق الأهداف الوظيفية المرجو منه، وتتلخص هذه الأهداف: -

- عامل الأمان (Factor of Safety): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى المسلطة على المبنى والإجهادات الناتجة عنها.
- التكلفة ال اقتصادية(Economical): -يتم تحقيقها عن طريق اختيار مواد البناء والمقاطع الإنشائية المناسبة في مرحلة التصميم تضمن متطلبات الأمان وبأقل تكلفة اقتصادية وكافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.
- ضمان كفاءة الاستخدام (Serviceability): -تجنب أي خلل في المنشأ مثل الهبوط الزائد) Deflection (وظهور التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري وتبعد ظروف الراحة المطلوبة في المبنى.
- الحفاظ على التصميم المعماري للمنشأ.

ولهذا فأن التصميم الإنشائي الذي يراد القيام به في مشروعنا هو تصميم المقاطع الإنشائية للعناصر الحاملة وفقاً للكود الأمريكي (American -11 Concrete Institute) (ACI318.

3-3 مراحل التصميم الانشائي

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين: -

المرحلة الأولى:

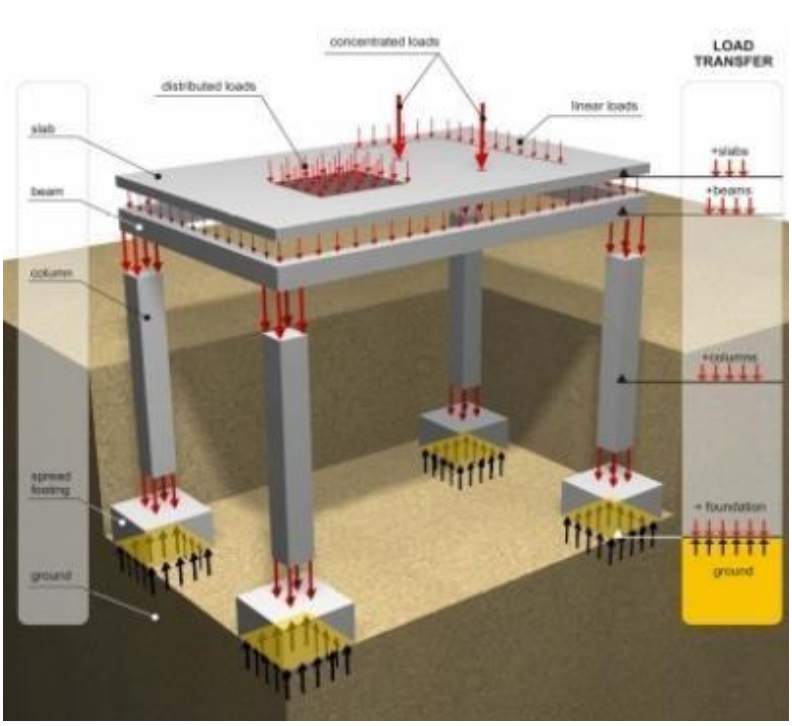
وتشمل الدراسة الأولية للمشروع من حيث طبيعة المشروع وحجمه، وتحديد مواد البناء التي سوف يتم اعتمادها للمشروع، واختيار النظام الإنشائي المناسب للمشروع من توزيع للأعمدة والجسور واختيار انواع العقدات المناسبة وتوزيع جدران القص واختيار الأبعاد الاولية للمقاطع تمهيداً لدراستها وتصميمها بشكل دقيق في المرحلة الثانية في التصميم الإنشائي.

المرحلة الثانية:

تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ، بشكل دقيق وفقاً للنظام الإنشائي الذي تمّ إختياره ودراسة المشروع باستخدام البرامج الهندسية ونمذجة العناصر ونقل الأحمال إليها ودراسة سلوكها وتصميمها ضمن محددات الكود المستخدم واستخراج المخططات الإنشائية اللازمة لها من حيث رسم المساقط الأفقية والقطاعات الرأسية وتفاصيل تفريد حديد التسليح في كل عنصر من هذه العناصر، تمهيداً لتنفيذها على أرض الواقع ضمن حدود الجدول الزمني للمشروع بشكل عام.

4-3 الأحمال:

هي مجموعة القوى المؤثرة على المبنى وتقسم لعدة أنواع من الأحمال لابد من حسابها بشكل دقيق من أجل دراسة وتصميم العناصر الإنشائية تحت تأثير هذه الأحمال وتكون وظيفة النظام الإنشائي الذي تم اختياره، نقل جميع الأحمال الرأسية أو الأفقية التي يمكن أن يتعرض لها المنشأ إلى الأرض بأمان وفق مسار الأحمال حيث يتم نقل الأحمال من العقدات إلى الجسور ومن الجسور إلى الأعمدة ومن الاعمدة إلى الأساسات بمختلف انواعاها والتي بدورها تنقل الأحمال إلى الأرض
، والشكل التالي يوضح مسار نقل الأحمال:



مسار نقل الأحمال (1-3الشكل) Load path from structure to the ground

تقسم الأحمال التي يتعرض لها المبنى إلى أنواع مختلفة وهي كما يلي :-

1-4-3 الأحمال الميتة:

وتشمل الأحمال الناتجة عن الوزن الذاتي للعناصر الرئيسة التي يتكون منها المنشأ، بصورة دائمة وثابتة، من حيث المقدار والموقع ، بالإضافة لأجزاء إضافية كالقواطع الداخلية باختلافها وأي أعمال ميكانيكية أو إضافات تنفذ بشكل دائم وثابت في المبنى، ويمكن حسابها من خلال تحديد أبعاد العنصر الإنشائي، وكثافات المواد المكونة له ، والجدول 3-1(يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع.

الرقم	المادة المستخدمة	الكثافة(KN/m^3)
1	البلاط	23
2	الخرسانة المسلحة	25
3	الطوب	10
4	القصارة والمونة الإسمنتية	22
5	الرمل	17

جدول (3-1) : الكثافة النوعية للمواد المستخدمة.

2-4-3 الأحمال الحية:-

وهي الأحمال التي تتغير من حيث القيمة والموقع بصورة مستمرة كالأشخاص، الأثاث، الأجهزة ، والمعدات واحمال التنفيذ كالخشب والمعدات وتعتمد قيمة هذه الأحمال على طبيعة الاستخدام للمنشأ وتحددها كودات البناء المعمول بها في كل بلد والجدول (3-2) يبين الأحمال الحية في المشروع والمحددة بالرجوع إلى الكود الأردني.

الرقم	الاستخدام	الحمل الحي(KN/m^2
1	المباني السكنية	2
2	الدكاكين والمحلات التجارية	5
3	الكراجات	2.5
4	الممرات و المادخل و الأدراج و الشرفات	3

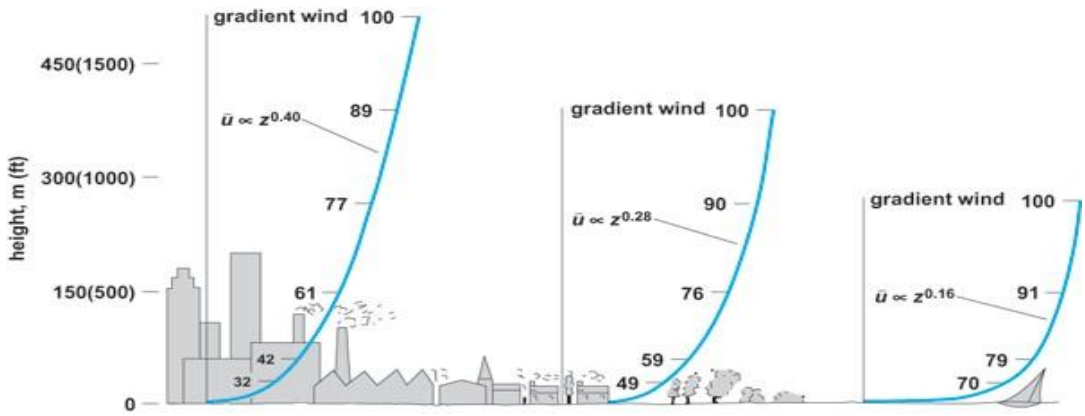
جدول (3-2): الأحمال الحية لعناصر المبنى وفقاً للكود الأردني .

3-4-3 الأحمال البيئية :-

وتشمل الأحمال التي تنتج بسبب التغيرات في الظروف الطبيعية التي تمر على المنشأ كالثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية والأحمال الناتجة عن ضغط التربة، وهي تختلف من حيث القيمة والاتجاه من منطقة لأخرى، و يمكن إعتبارها جزءاً من الأحمال الحية وهي كما يلي:-

1-3-4-3 أحمال الرياح :

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى، ولتحديد أحمال الريا تم الاعتماد على سرعة الريا القصوى التي تتغير بتغير ارتفاع المنشأ عن سطح البحر وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض و العديد من المتغيرات الأخرى و الشكل التالي يوضح تباين سرعة الريا بالنسبة للإرتفاع:



تباين سرعة الرياح بالنسبة للإرتفاع (الشكل3-2) variation of wind velocity with height

ولتحديد حمل الرياح سوف يتم استخدام97(-UBC) وذلك وفق هذه المعادلة:

$$p = c_e . c_q . q_s . l_w$$

Where:

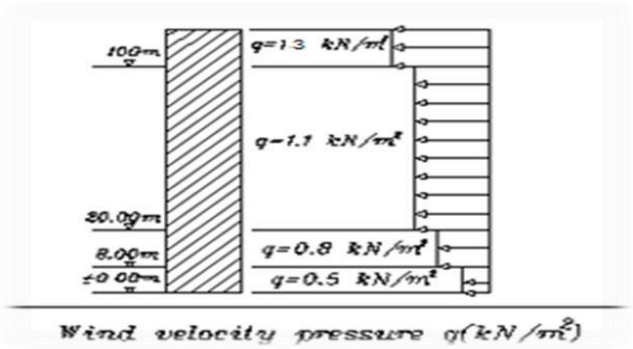
p: design wind pressure (psf or **kN/m2**)

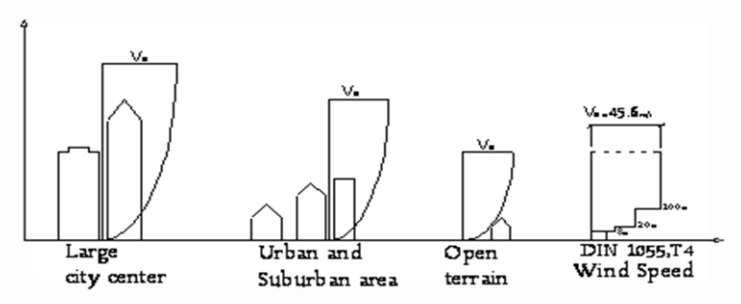
c_e: combined height (ft or m)

c_q: pressure coefficient of structure.

q_s: The pressure manifesting on the surface of a building due to a mass of air with density , moving at a velocity is given by Bernoulli's equation $q_s = \frac{1}{2}\rho v^2 \dots\dots (\frac{kN}{m2})$

l_w: Importance Factor.





الشكل (3-3): تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به.

3

2-3-4- أحمال الثلوج :

تعتمد أحمال الثلوج على ارتفاع المنطقة عن سطح البحر، وعلى شكل السقف ، ويتم تحديدها باستخدام كودات البناء المختلفة ، من خلال جداول تأخذ ارتفاع المُنشأ عن سطح البحر و زاوية ميل السقف كأساس لتحديد قيمة القوى التي تؤثر بها على المنشأ.

و الجدول التالي يبين قيم أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر وفقاً للكود الأردني .

احمال الثلوج(KN/m^2	الارتفاع عن سطح "h"(المتر)
0	h < 250
(h-250)/1000	500 > h > 250
(h-)004 / 400	1500 > h > 500
(h – 812.5)/ 250	2500 > h > 1500

جدول(3-3): أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

3-3-4-3 أحمال الزلازل :

تنشأ الزلازل بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض المختلفة في الظروف الجيلوجية وينتج عن هذه الحركة اهتزازات أفقية ورأسية ،تسبب قوى قصو عزوم واجهادات تؤثر على المنشأة، ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار عند تصميم العناصر الإنشائية وذلك لضمان مقاومة المبنى للزلازل في حال حدثت وبالتالي التقليل من الأضرار المحتملة نتيجة حدوثها.

وسيتم مقاومتها في هذا المشروع عن طريق جدران القص الموزعة في المبنى و تماشياً مع الظروف المعمارية الموجودة ومطابقة مركز كتلة المبنى مع مركز الصلابة قدر الإمكان أثناء عملية التصميم.

4-4-3 أحمال التمدد و الإنكماش:

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 التمدد الحراري داخل المبنى بالرجوع على الكود المستخدم في التصميم.

5-3 الاختبارات العملية

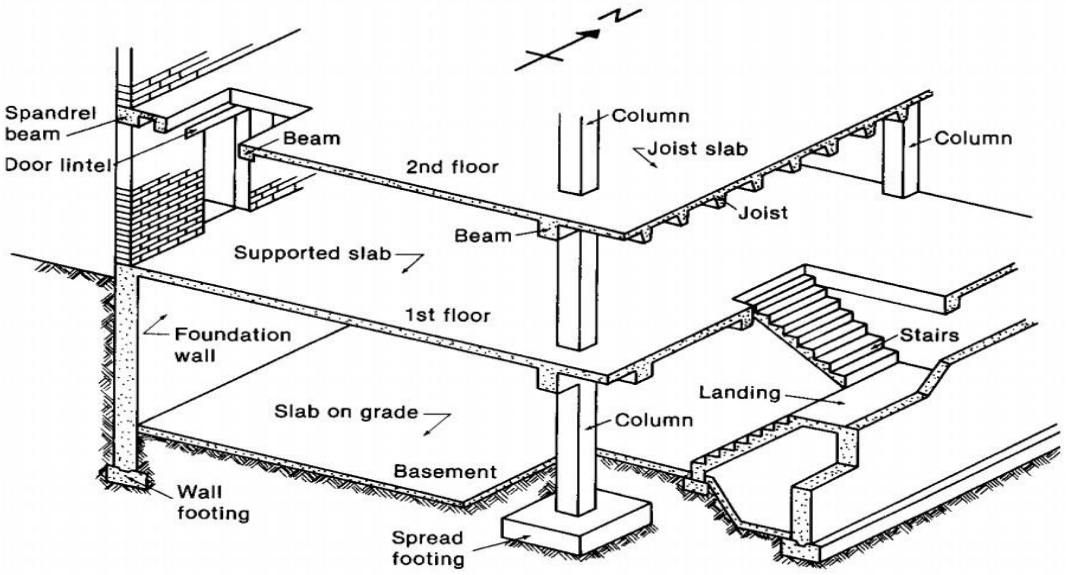
قبل البدء بالدراسة الإنشائية للمبنى ، لا بد من عمل الدراسات الجيو تقنية للموقع وتشمل استكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية و إجراء فحوصات للتربة لمعرفة قوة تحملها ومواصفاتها ونوعها ، ومعرفة منسوب المياه الجوفية وعمق الطبقة التأسيسية المناسبة لوضع الأساسات ، ويتم ذلك بعمل ثقوب استكشاف في التربة بأعداد وأعماق مدروسة ، وأخذ العينات المستخرجة من أرض الموقع لعمل فحوصات التربة اللازمة عليها .

لإستخراج نتائج وقيم قوة تحمل التربة للأعمال الواقعة عليها من المبنى ومقدار الضغط الجانبي المؤثر على الجدران الجانبية الإستنادية و الذي يعتمد على نوع التربة وذلك لإختيار أنواع الأساسات وطريقة تنفيذها التي تحقق المطلوب في عملية نقل الأحمال.

6-3 العناصر الإنشائية:

تتكون المباني من مجموعة عناصر إنشائية التي تعمل معاً بشكل متكامل لتقاوم الأحمال الواقعة على البناء وتجعل منه منبى قائماً يؤدي وظيفته التي صمم من اجلها وتشمل:-

1) الأساسات Foundation .
2) الأعمدة Columns .
3) الجسور Beams .
4) العقدات Slabs .
5) جدران القص Shear walls .
6) الأدراج Stairs .
7) جدران استنادية Retaining Walls .
8) جدران حاملة Bearing Walls .
9) فواصل إنشائيةJoint System.



الشكل (3-4) بعض العناصر الإنشائية الموجودة في المبنى.

ويحتوي المشروع العناصر التالية:-

3.-6-1العقدات :-

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور و الأعمدة و الجدران و الدراج و الأساسات، دون تعرضها إلى تشوهات.

ونظراً لوجود العديد من الفعاليات المختلفة في المبنى ومراعاة للمتطلبات المعمارية فإنه سيتم استخدام أنواع العقدات التالية في المشروع:-

1. البلاطات المصمتة (Solid Slabs) المستخدمة في مكرر بيت الدرج وعقدة كراج السيارات وتقسم إلى: -

- العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد(One way solid slab).
- العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab).

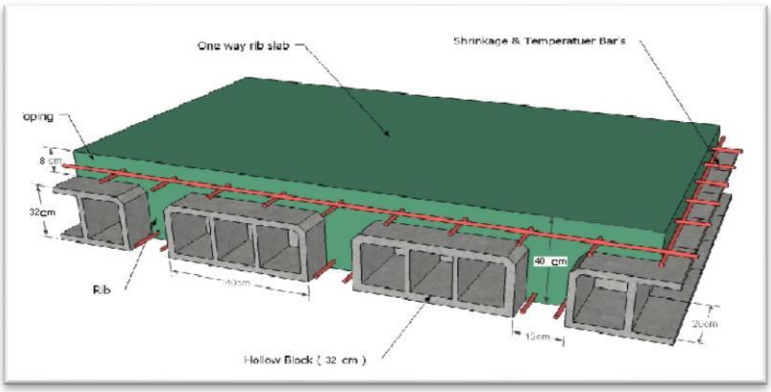
2. البلاطات المفرغة(Ribbed Slabs) وتقسم إلى: -

- عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد(One way ribbed slab).
- عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

هذا وتستخدم عقدات الأعصاب ذات الاتجاه الواحد في تغطية المساحات التي تتراو فيها الأبعاد بين الأعمدة من 5 الى 6 متر ، أما عقدات العصب ذات الاتجاهين فتستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبياً، و في التصميم الانشائي لهذا المشروع سنستخدم كلا النوعين.

3-1-6-1 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد(One way ribbed slabs) :

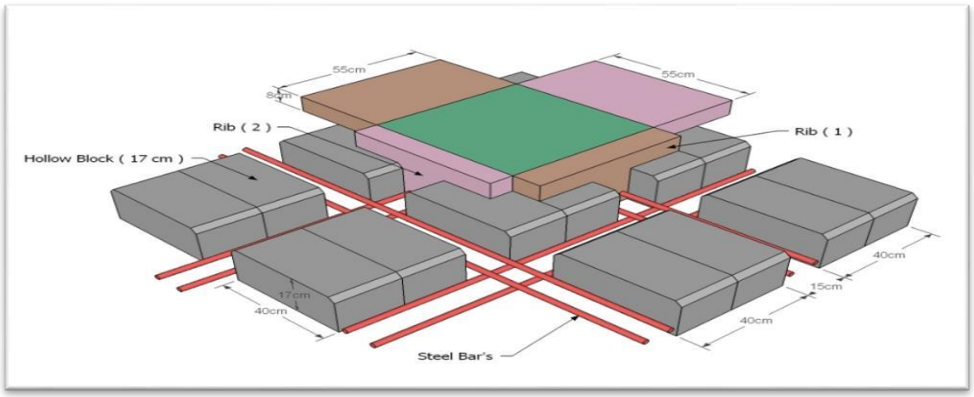
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب ،ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (3-5).



الشكل(3-5) : عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

3-1-6-2 عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slabs):

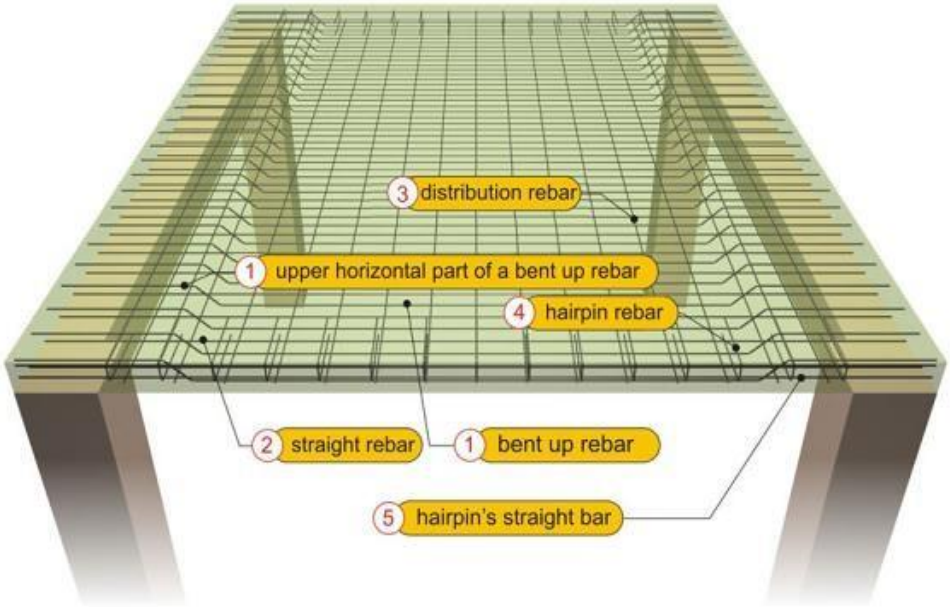
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكن تختلف من حيث تقاطع الأعصاب في الإتجاهين و كون التسليح باتجاهين، ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات ويراعى عند حساب وزنها طوبتين و عصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل(3-6).



الشكل(3-6) : عقدات العصب ذات الاتجاهين.

1-2-6-3 العقدات المصمتة ذات الإتجاه الواحد(One way solid slabs) :

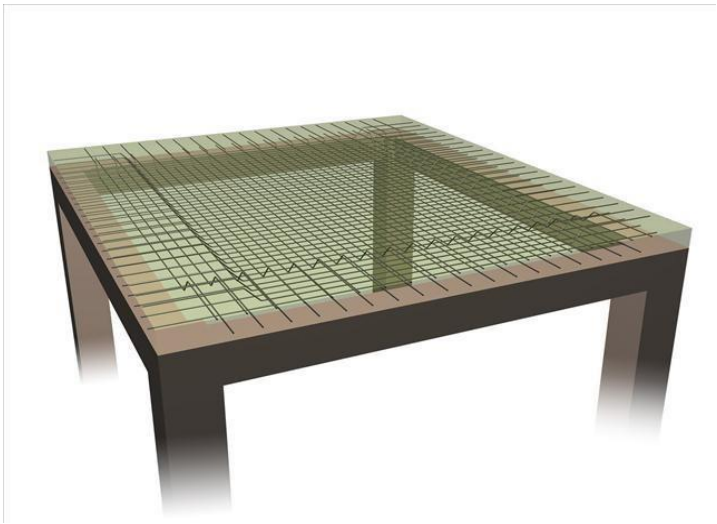
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدو اهتزاز نظر اً للسماكة المنخفضة وتستخدم عادة في عقدات الكراجات والأدراج ويلعب شكل توزيع الجسور في العقدات المصمتة و النسبة بين ابعادها الدور الأساسي في تحديد ما إذا كانت العقدة المصمته في اتحاه واحد أو اتجاهين ، و الشكل (3-7) يوضح One way solid slab.



الشكل(3-7) : العقدات المصمتة ذات الإتجاه الواحد One way solid slab.

2-2-6-3 العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slabs) :

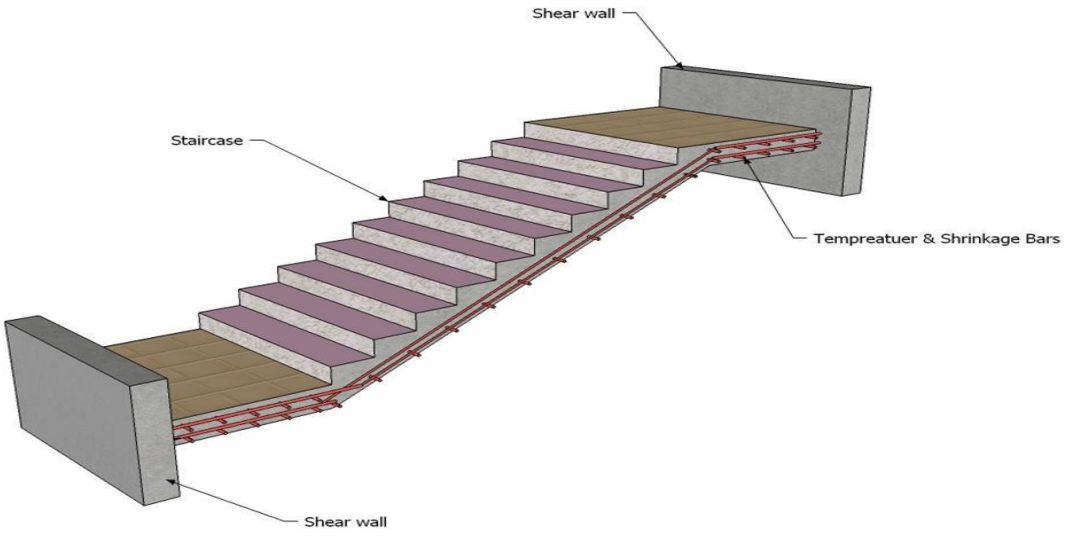
تستخدم في حال النسبة مدا بدين الإتجاه الطويل إلى الإتجاه القصير للعقدة أقل مدن 2 ويتم هندا نقل الحمل الواقع عليها فدي الإتجاهاين وتسدتخدم في الفضاءات الكبيرة نسبياً ويكدون التسليح الرئيسي فيها flexuralreinforcement بالإتجاهين كما هو موضح في الشكل (3-8).



الشكل(3-8) : العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.

3-6-3 الأدراج :-

الأدراج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من الطوابق عبر المبنى، ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد كما في الشكل(3-9).



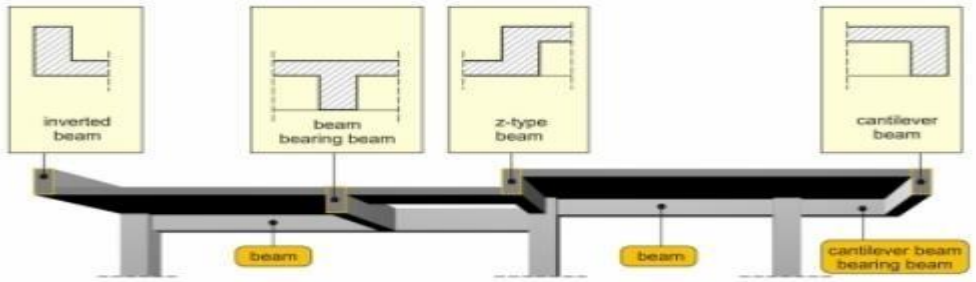
الشكل (3-9): الدرج.

3-6-4 الجسور :-

وهي العناصر الإنشائية في البناء الهيكلي التي تقوم بنقل الأحمال الواقعة عليها من مختلف الأنواع من العقدات إلى الأعمدة، حيث تقسم الى:-

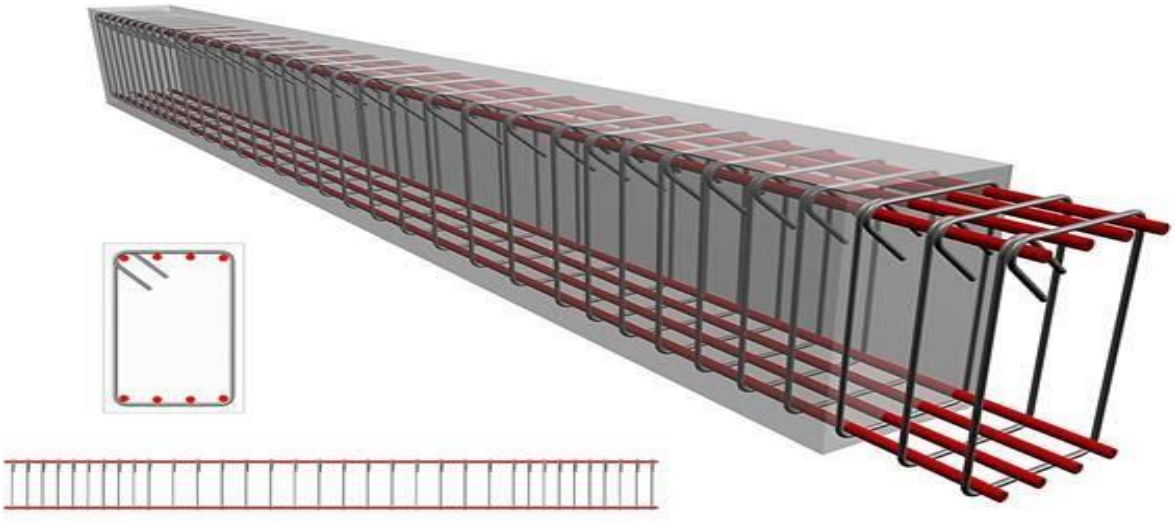
١- جسور مسحورة (Hidden Beam):وهي الجسور التي يكون ارتفاعها مساوي لارتفاع العقدة.

٢- جسور بارزة (Dropped Beam).:وهي التي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة، ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في أحد الاتجاهين السفلي أوالعلوي وتسمىL-sectionأوT-section. و الشكل(3-)11 يوضح عدة أنواع منها مع مقاطعها المختلفة في العقدات.



الشكل(3-10) المقاطع المختلفة للجسور في العقدات .

يتم تسليح الجسور وفقاً لمتطلبات flexural reinforcement لمقاومة العزم الواقع على الجسر، وبالكانات لمقاومة قوى القص كما هو موضح **بالشكل(** .3-11)



الشكل (3-11)التسليح في الجسور.

٣- ٣-٦-5الأعمدة:-

هي العناصر الإنشائية في البناء الهيكلي التي تقوم بنقل الأحمال الواقعة عليها من الجسور إلى الأساسات لذلك لابد من تصميمها بشكل دقيق لتكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها والأعمدة من ناحية انشائية نوعين الأعمدة القصيرة (short column) و الأعمدة الطويلة (long column).

(Klu/r) > 2 long colum

(Klu/r) <= 2 short colum

Where: lu is the unsupported length of the member.

r is the radius of gyration of its cross section.

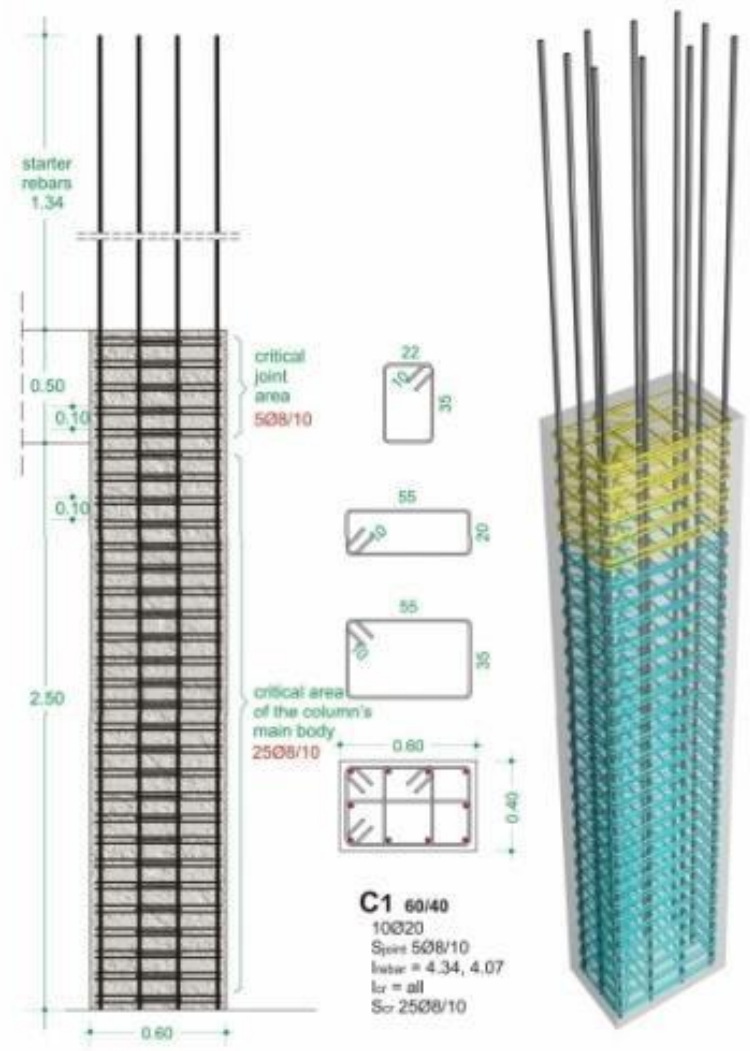
أما من حيث الشكل، لمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل و الدائري و المضلع و المربع و المركب، وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة، فمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية والشكل(3-12) يوضح غالبية الأعمدة المستخدمة في المشروع وهي الأعمدة المستطيلة .

الاحمال التي تتعرض لها الاعمدة :

1-الاحمال المحورية(axial force): وهي الاحمال القادمة على العمود من الجسور.

2-العزوم والانحناء(bending moment).

3-اجهادات الضغط والشد.



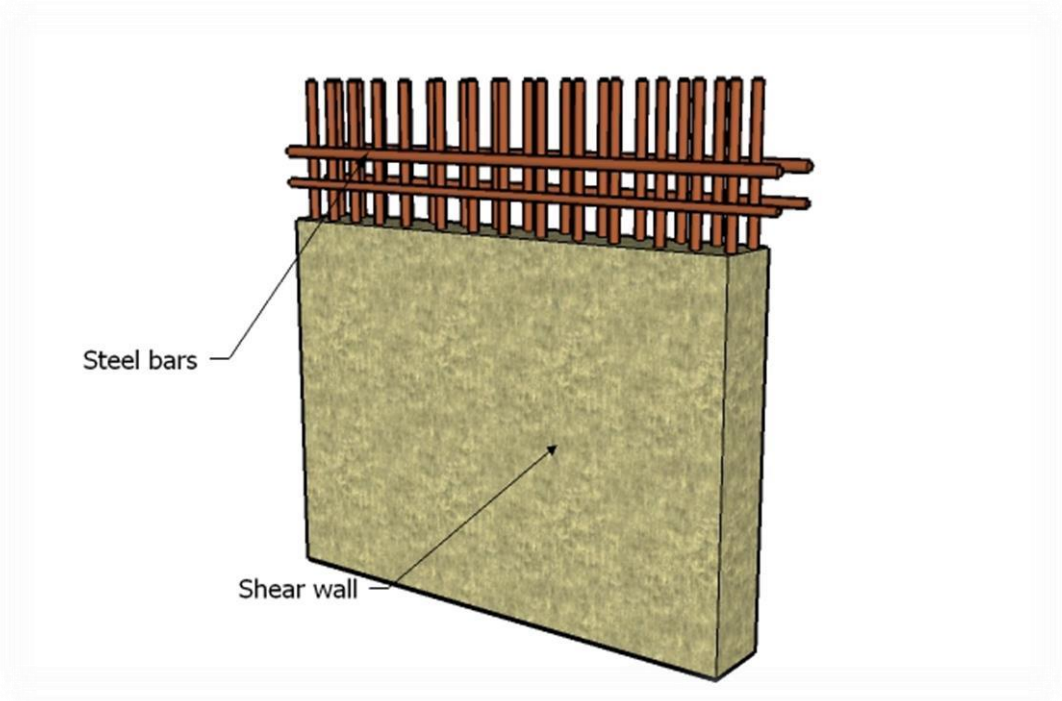
الشكل(3-12) : أنواع الأعمدة المستخدمة في المشروع.

3-6-6جدران القص:-

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص(shear wall)، وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية.

وتعمل هذه الجدران على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل على مقاومة القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ، ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة (center of rigidity)الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى(center of mass) أقل ما يمكن.

وأن تكون هذه الجدران بالأبعاد التصميمية المطلوبة لمنع أو تقليل تولد العزوم وآثارها على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية، والشكل(3-13)يوضح جدار قص وشكل التسليح فيه.



الشكل(3-13) : جدار قص.

3-6-7الأساسات:-

الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى، حيث تقوم الأساسات بنقل الأحمال من الأعمدة والجدران الحاملة إلى التربة على شكل قوة ضغط،والأساس قد يكون قريبا من سطح الأرض ويسمى بالأساس السطحي) Shallow Foundation(وهذا النوع يكون بعدة أشكال كأن يكون أساسات لقواعد شريطية)strip footing(،أو أساسات لقواعد منفصلة (isolated footing)،أو أساسات حصيرة)mat foundation(.

وقد يكون عميقا داخل التربة لنقل أحمال المنشأ إلى طبقات التربة العميقة الأقوى، أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى هذا النوع بالأساس العميق) Deep Foundation(حيث يتم اللجوء إليها عندما يتعذر الحصول على طبقة صالحة للتأسيس بالقرب من سطح الأرض لذلك يتم اللجوء إلى اختراق التربة إلى أعماق كبيرة للحصول على السطح الصالح للتأسيس مثل الأوتاد الخرسانية (piles foundation).

وفيما يلي بعض انواع الأساسات :

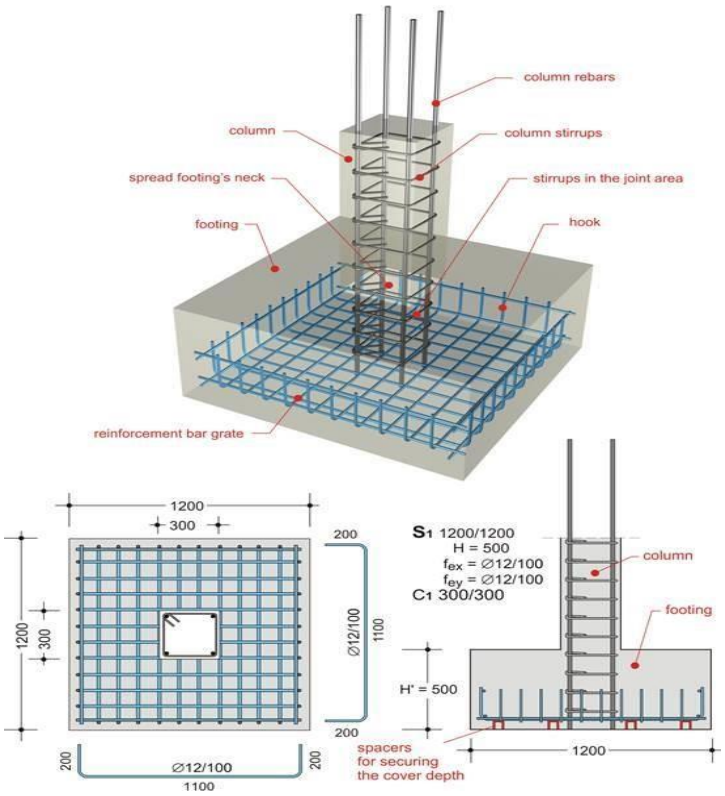
1- أساسات منفردة)Isolated Foundation(.

2- أساسات مزدوجة)Combined Foundation(.

3- أساسات شريطية)Strip Foundation(.

4- أساسات حصيرة(Mat Foundation).

وسوف يتم استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لنوع التربة وقوة تحملها والأحمال الواقعة عليها ، الشكل 3(-41) يوضح شكل الأساس المنفصل وتفاصيل التسليح فيه.



الشكل (٣-١٤): أساسات منفردة (Isolated Foundation).

٣-٧ فواصل التمدد:

تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط، وقد تكون الفواصل للغرضين مع اً، وعند تحليل المنشآت لدراستها كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى

هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية، ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها، وينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ حسب الكود المعتمد، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها، وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:-

1( )40mفي المناطق ذات الرطوبة العالية.

2( )36mفي المناطق ذات الرطوبة العادية.

3( )32mفي المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.

4( )28mفي المناطق الجافة.

٣-٨ برامج الحاسوب التي تم استخدامها:

1. AutoCAD (2007) for Drawings Structural and Architectural.
2. Microsoft Office (2016(For Text Editing.
3. Microsoft Excel2016.
4. Atir 12.
5. Etabs 2016 .
6. Safe 2016 .

4

Chapter 4

Structural Analysis & Design

4-1 Introduction.

4-2 Check of Minimum Thickness of Structural Member.

4-3 Design of Topping.

4-4 Design of One Way Rib Slab.

4-5 Design of beam

4-6 Design of one way solid

4-7 Design of Tow-Way Rib Slab.

4-8 Design of Coulmn.

4-9 Design of Stairs.

4-10 Design shear wall

4-11 Design of isolated footing

4.1 Introduction

Reinforced concrete (RC) is a versatile composite and one of the most widely used materials in modern construction. Concrete is a relatively brittle material that is strong under compression but less so in tension. Plain, standing stresses induced by unreinforced concrete is unsuitable for many structures as it is relatively poor at with vibrations, wind loading and so on.

To increase its overall strength, steel rods, wires, mesh or cables can be embedded in concrete before it sets. This reinforcement, often known as rebar, resists tensile forces. By forming a strong bond together, the two materials are able to resist a variety of applied forces, effectively acting as a single structural element.

Reinforced concrete can be precast or cast-in-place (in situ) concrete, and is used in a wide range of applications such as; slab, wall, beam, column, foundation, and frame construction.

4-1-1 Concrete and its Classifications:

Plain concrete is made by mixing cement, fine aggregate, coarse aggregate, water, and frequently admixtures**,**

Structural concrete can be classified into:

- Lightweight concrete with a unit weight from about $1350 \text{ to } 1850 \ (\frac{kg}{m^3})$ produced from aggregates of expanded shale, clay, slate, and slag.
- Normal-weight concrete with a unit weight from about $1800 \text{ to } 2400 \ (\frac{kg}{m^3})$ produced from the most commonly used aggregates— sand, gravel, crushed stone.
- Heavyweight concrete with a unit weight from about $3200 \text{ to } 5600 \ (\frac{kg}{m^3})$ produced from such materials such as barite, limonite, magnetite, ilmenite, hematite, iron, and steel punching or shot. It is used for shielding against radiations in nuclear reactor containers and other structures.

4-1-2 Compressive strength of concrete:

The strength of concrete is controlled by the proportioning of cement, coarse and fine aggregates, water, and various admixtures. The most important variable is (w/c) ratio.

Concrete strength ($f_c{}'$) – uniaxial compressive strength measured by a compression test of a standard test cylinder ($150 \ mm \ diameter \ by \ 300 \ mm \ high$) on the 28th day–ASTM C31, C39. In many countries, the standard test unit is the cube ($200 \ x \ 200 \ x \ 200 \ mm$).

The concrete strength depends on the size and shape of the test specimen and the manner of testing. For this reason the cylinder ($\emptyset\ 150mm\ by\ 300\ mm\ high$) strength is 80% of the $150\ mm$ cube strength and 83% of the $150\ mm$ cube strength, **figure (4-1)** demonstrate relation between cylinder and cube concrete test.

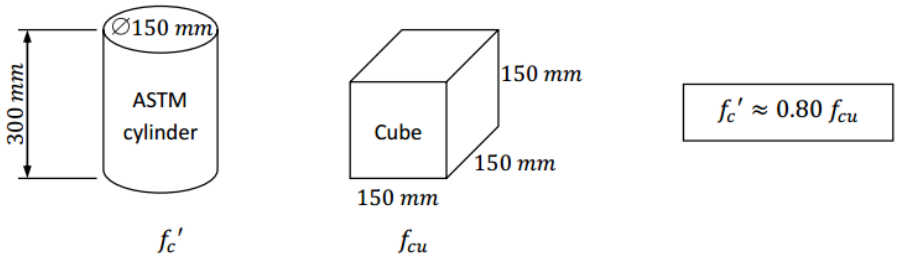


Figure (4-1) relation between cylinder and cube concrete test.

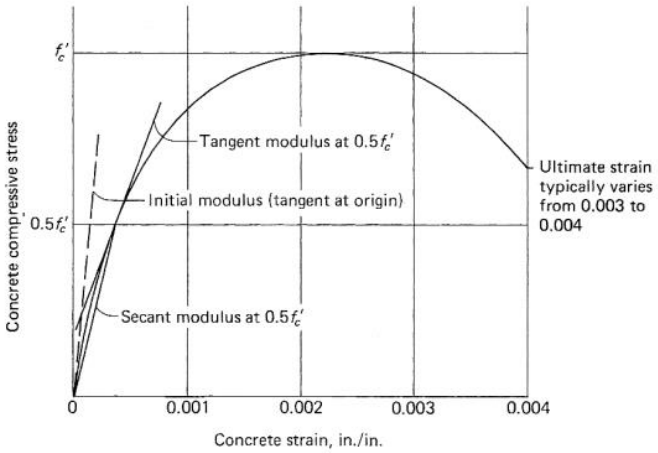
4-1-3 Modulus of Elasticity of concrete:

The modulus of elasticity of concrete varies, unlike that of steel, with strength. A typical stress-strain curve for concrete in compression is shown. The initial modulus (tangent at origin), the tangent modulus (at $0.5\ f_c'$), and the secant modulus are noted. Usually the secant modulus at from $25\ to\ 50\%$ of the compressive strength f_c' is considered to be the modulus of elasticity. For normal weight concrete, shall be permitted to be taken as $E_c = 4700\sqrt{f_c'}$ (Map), **figure (4-2)** demonstrate stress-strain curve of concrete.

Figure (4-2) stress-strain curve of concrete.

4-1-4 Strength Design method (Ultimate strength method):

In the strength design method, the service loads are increased by factors to obtain the load at which failure is considered to be "imminently". This load is called the factored load or factored service load. The structure or element is then proportioned such that the structural strength is reached when the factored load is acting. The computation of this strength takes into account the nonlinear stress-strain behavior of concrete.



The strength design method may be expressed by the following:

Strength provided ≥ [strength required to carry factored loads]

Where the "strength provided" (such as moment strength) is computed in accordance with the provisions of a building code, and the "strength required" is that obtained by performing a structural analysis using factored loads.

4-1-5 Load Factors U and strength reduction Factor ∅ :

According to (ACI 318-11 9.2.1) the factor U for overload is given:

$$U = 1.4D$$
$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5\ (L_r \text{ or } S \text{ or } R)$$
$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5\ (L_r \text{ or } S \text{ or } R)$$
$$U = 1.2D + 1.0W + 1.0\ L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$$
$$U = 1.2D + 1.0E + 1.0\ L + 0.2\ S$$
$$U = 0.9D + 1.0W$$
$$U = 0.9D + 1.0E$$

Where:

D : dead load .
L : live load.
L_r : roof live load.
S : snow load.
R : rain load.
W : Wind load.
E : Earthquake load.

The factor ∅ (under strength factor) **according to ACI demonstrated in figure (4-3).**

Strength Condition	ϕ Factors
1. Flexure (with or without axial force)	
Tension-controlled sections	0.90
Compression-controlled sections	
Spirally reinforced	0.75
Others	0.65
2. Shear and torsion	0.75
3. Bearing on concrete	0.65
4. Post-tensioned anchorage zones	0.85
5. Struts, ties, nodal zones, and bearing areas in strut-and-tie models	0.75

Figure (4-3) values of understrength factors related to strength condition.

4-1-6 General considerations:

1- **ACI 318-11 Building code will be used in this project.**
2- **UBC-97 code will be used for lateral loads.**
3- **Ultimate strength design method will be used during the analysis and design of this project.**

4- **The compressive strength of concrete for all structural elements is B300 which equals to** $f_c' = 24\ Mpa$.
5- **Yield strength of reinforcing rebar's** $f_y = 420\ Mpa$.

4-2 | Check of Minimum Thickness of Structural Member:

It will be determined according to (ACI 318-11) to achieve deflection requirements, Figure (4-4) provided minimum thickness from code.

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 and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:
a) For lightweight concrete having equilibrium density, w_c, in the range of 1440 to 1840 kg/m^3, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.0003w_c)$ but not less than 1.09.
b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

The thickness of slab provided from (ACI 318-11) to achieve requirements of deflection, depends on the Flexural stiff ness of slab, by manual calculation comes about

$\boldsymbol{h_{min} = 3}$.

4-3 | Design of Topping:

1 Load calculations:-4-3

Topping in One way ribbed slab can be considered as a strip of **1 meter width** and span of hollow block **Load**

4.2 Determination of Slab Thickness

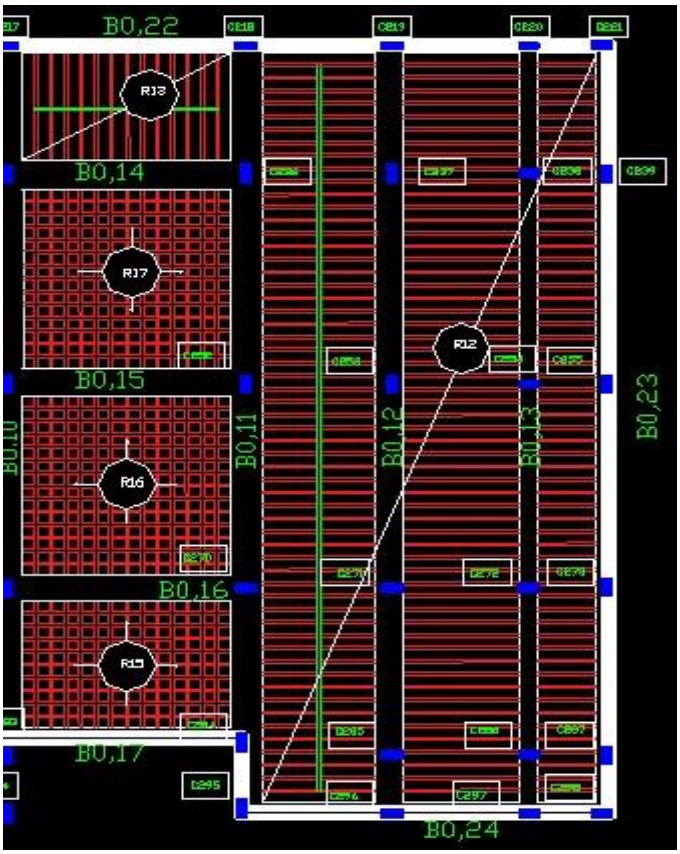


Figure (4-1): Third Floor Slab.

- For one-end continuous $h_{min}= \frac{L}{18.5}$

$h_{min}= \frac{512}{18.5} = 27.67$ cm.

- For both-end continuous $h_{min}= \frac{L}{21}$:

$h_{min}= \frac{547}{21} = 26$ cm.

The minimum ribbed slab thickness will be $h_{min}=27.67$ mm.

Take slab thickness h = 280 mm > $h_{min}=27.67$ mm .

h = 28 cm (20 cm Hollow Block + 8 cm Topping).

4.3 Determination of Loads for rib

4.3.1. A Determination of Dead loads

Type	γ_b h	KN/m
Topping	0.08*0.52*25	1.04
Hollow block	0.4*0.2*10	0. 8
Plaster	0.03*0.52*22	0.343
R.C rib	0.12*0.2*25	0.6
Sum	.2 83	

4.3.1. B Determination of live loads

Nominal Total live load = 5* 0.52 = 2.6 KN/m of rib.

4.3.1. C Determination of factored dead and live loads

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*2.783 = 3.34 KN/m.

Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*2.6 = 4.16 KN/m.

4.4 Design of Rib 12:

Figure (4-2): Rib geometry

Geometry Units:meter,cm

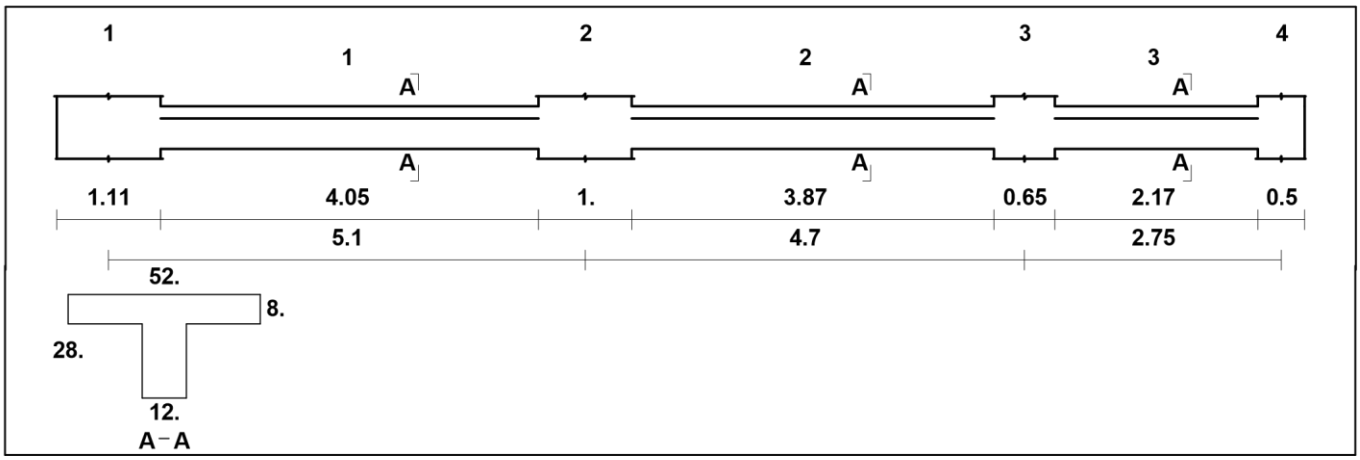
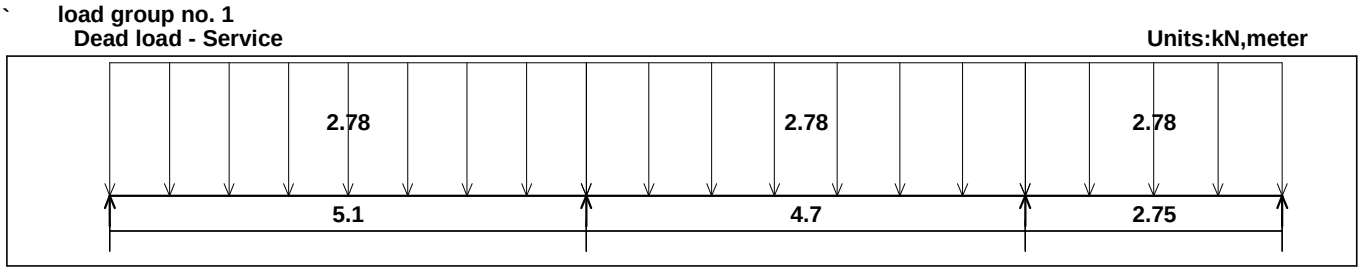


Figure (4-3): loading of Rib.

Loading



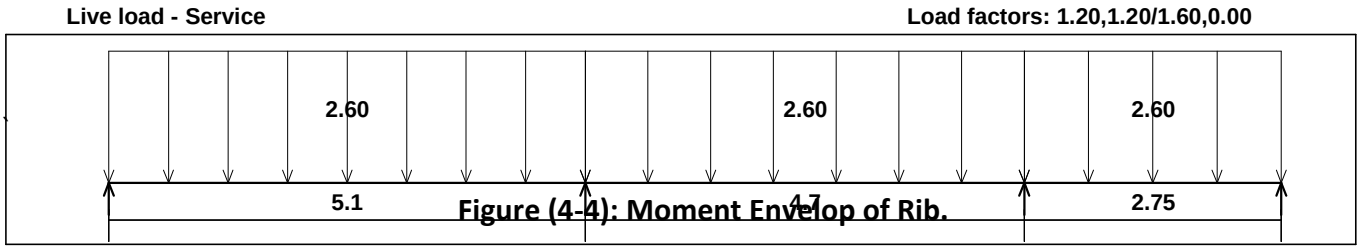


Figure (4-4): Moment Envelop of Rib.

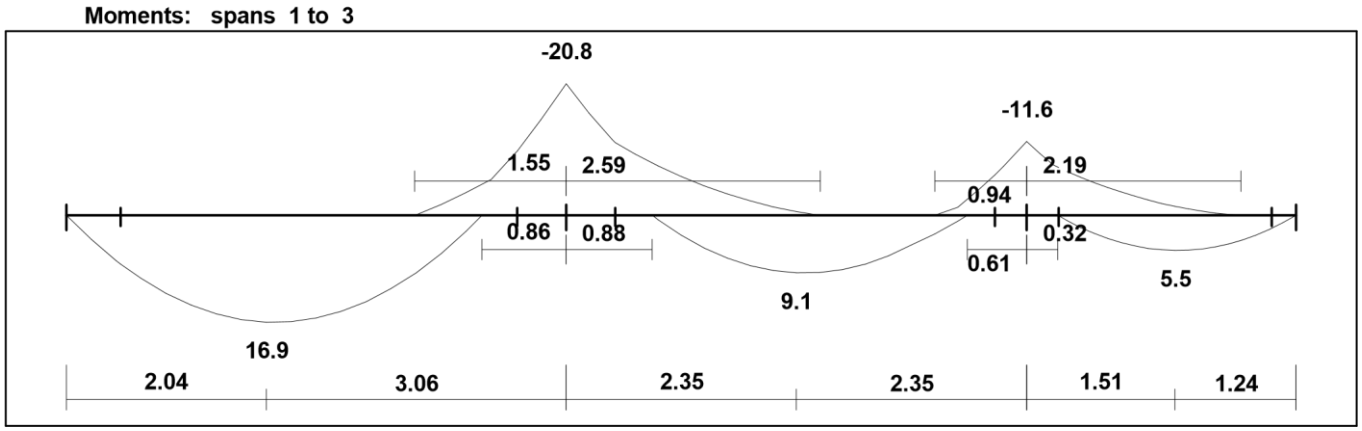
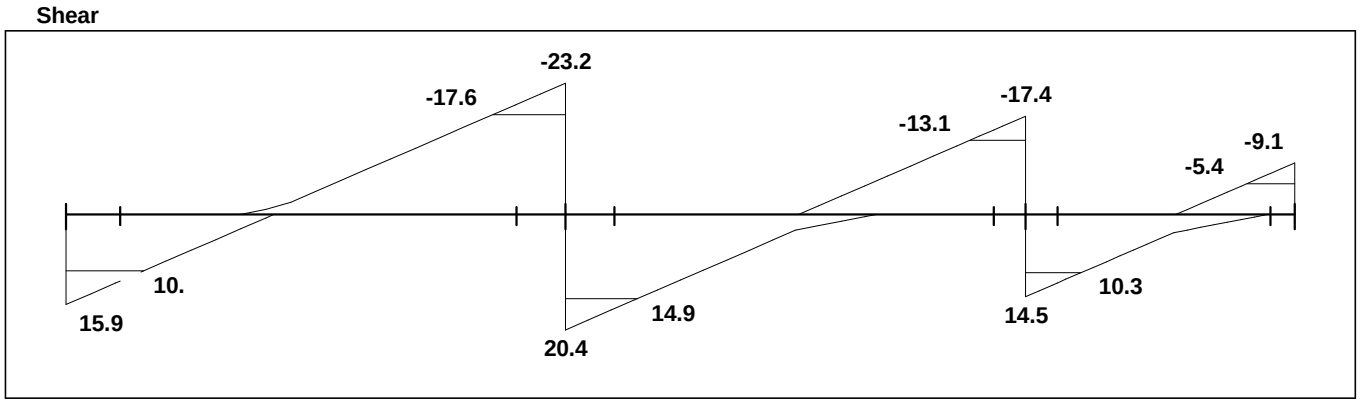


Figure (4-5): Shear Envelop of Rib.



4.4.1 Topping Design

Topping in One way ribbed slab can be considered as a strip of 1 meter width and span of hollow block length with both end fixed in the ribs.

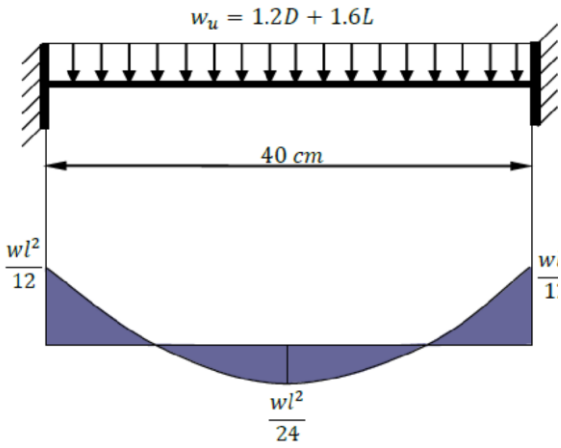
Dead Load calculations

Topping = 0.08*25 = 2. kN/m

Live Load calculations

5*0.52 = 2.6 kN/m

Total Factored Load:Wu =1.2(2) +1.6(2.6) =6.56 kN/m



Mu = $\frac{Wu*l^2}{12} = \frac{6.56*0.4^2}{12}$ = 0.09 kN.m/ m strip width

ØMn ≥ Mu-Strength condition, where Ø=0.55 for plain concrete.

Mn = $0.42\lambda\sqrt{fc'}Sm$(ACI 22.5.1, Equation 22-2)

Where Sm for rectangular section of the slab:

$Sm = \frac{bh^2}{6} = \frac{1000*80^2}{6}$ = 1066666.7 mm3

Mn = $0.42*1\sqrt{24} * 1066666.7 * 10^{-6}$ = 2.19 kN.m

ØMn = 0.55*2.19 = 1. 2 kN.m ≥ Mu = 0.09 kN.m

NO Reinforcement is required by analysis. According to ACI 10.5.4., provide As min for slabs as shrinkage and temperature reinforcement.

According to ACI 7.12.2.1,$hrinkage = 0.0018$.

As = ρbd = 0.0018*1000*80 = 144mm2 /m strip

Try bars Ø8 with As = 50.27

Bar # = $\frac{144}{50.27}$= 2.87 bar

Use 3Ø8 mm, As = 151 mm^2 / m strip or Ø8 @ 333 mm in both directions.

Step(s) is the smallest of:

1. 3h = 3*80 = 240 mm – Control
2. 450 mm
3. S = $380(\frac{280}{fs})$- 2.5Cc = $380\ (\frac{280}{\frac{2}{3}*420})$- 2.5(20) = 349 mm but

   $S \leq 300(\frac{280}{fs})$-2.5Cc = $300(\frac{280}{\frac{2}{3}*420})$ = 315 mm

   From practical, the secondary reinforcement parallel to the ribs shall be placed in the slab and spaced at distances not more than half of the spacing's between ribs (usually two bars upon each width block).

4.4.2 Design for flexure

4.4.2.1 Design of rib for Positive moments

Mu = +16.9 $KN.m$

Assume bar diameter Ø10 for main positive reinforcement:

$d = 280 - 20 - 10 - (\frac{10}{2}) = 245\ mm$.

The effective flange width (b_{eff}) is the smallest of:

a- $b_{eff} \leq L/4 = \frac{2170}{4}$ = 542.5 mm.

b- $b_{eff} \leq 120+16(80) = 1400mm$.

c- $b_{eff} \leq 400 + 120 = 520mm$. **(Control)**

Take b_{eff} =520mm.

Check if > :

$$Mnf = 0.85*24*520*80*(245 - \frac{80}{2})*10\text{^-}6 = 173.9\ KN.m.$$

Mnf = 173.9 >> $\frac{Mu}{\emptyset} = \frac{16.9}{0.9}$ = 18.77 $KN.m \rightarrow a < h_f$.

The section will be designed as rectangular section with b = 520 mm.

$$M_n = \frac{16.9}{0.9} = 18.77\ KN.m$$

$$\mathbf{m} = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.60$$

$$Rn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{18.77*10^6}{520*(245)^2} = 0.601MPa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*Rn*m}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.601*20.6}{420}}\right) = 0.0014$$

$$As = \rho * b * d = 0.0014\ (520)\ (245) = 178.36mm^2.$$

Check for :

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

$$\frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 120 * 245 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 245$$

$$As\ min = 85.7\ mm^2$$

$$As\ min = 98\ mm^2$$

$$As\ min = 98\ mm^2 < As = 178.36\ mm^2$$

# of bars = $As/\ As\ bar$ = 178.36/113.04 = 1.57 bars *** Note $A_{\Phi 12}$= 113.04 mm^2.**

Use 2 ∅ 12 mmAs = 226.08 mm^2 ≥ As, min OK

 Chick for strain :

Tension = compression

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

$$226.08 * 420 = 0.85 * 520 * 24 * a$$

a =8.95mm $c = \frac{a}{B1}$ = 10.53 mm

$$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003 = 0.066 \geq 0.005 \quad Ok$$

Usually, no reinforcement less than 2Ø12 can be used. So, for all spans with positive moments equal or less than Mu=+16.9 N. , use 2Ø12 for each rib span.

4.4.2.2 Design of rib for negative moments

Mu = -20.8 KN. m

Assume bar diameter ∅10 for main negative reinforcement:

$$d = 280 - 20 - 10 - (\frac{10}{2}) = 245mm.$$

$$M\,n = \frac{20.8}{0.9} = 23.11\ KN.\ m.$$

$$\text{m} = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.60$$

$$Rn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{23.11*10^6}{120*(245)^2} = 3.2\ MPa.$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*Rn*m}{fy}}) = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*3.2*20.6}{420}}) = 0.0083$$

$$As = \rho * b * d = 0.0083\ (120)\ (245) = 244.02\ mm^2.$$

Check for :

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

$$\frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 120 * 245 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 245$$

$$As\ min = 85.7\ mm^2 \geq As\ min = 98\ mm^2$$

$$As\ min = 98\ mm^2 < As = 244.02\ mm^2$$ **# of bars =** $As/\ As$

bar **= 98/78.5 = 1.12 bars**

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

Use 2 ∅ 10 mm As = 157.1 mm^2 ≥ As = 98 OK

Chick for strain :

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c' * b * a

$$307.7 * 420 = 0.85 * 120 * 24 * a$$

$a = 52.79\ mm \qquad c = \frac{a}{B1} = 62.11\ mm$

$$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003 = 0.0088 \geq 0.005 \quad Ok$$

Usually, no reinforcement less than 2Ø14 can be used. So, for all spans with negative moments equal or less than Mu= -20.8 N. , use 2Ø14 for each rib span.

4.4.3 Design of shear for rib

The maximum shear force at the distance from the face of support Vu = -12.5 kN. Shear strength, Vc, provided by concrete for the ribs may be taken 10% greater than that for beams. This is mainly due to the interaction between the slab and the closely
spaced ribs (ACI Code, Section 8.13.8).

Vu = -17.6 kN

$$Vc = 1.1*(0.17)*\sqrt{f_c'}* bw*d = 1.1*(0.17)*\sqrt{24}*\frac{120*245}{1000} = 26.93\ kN.$$

$$\emptyset Vc = 0.75 * 26.93 = 20.2 kN$$

$$\frac{1}{2}\emptyset Vc = 10.1 \leq Vu = 17.6 \leq \emptyset Vc = 20.2$$

So , minimum shear reinforcement is required expect for joist construction . so , no shear reinforcement is provided

Use $\Phi 10\ (\ 2\ legs\ )\ @\ 15\ cm$

4.5 Design of Beam (G.B(12)):

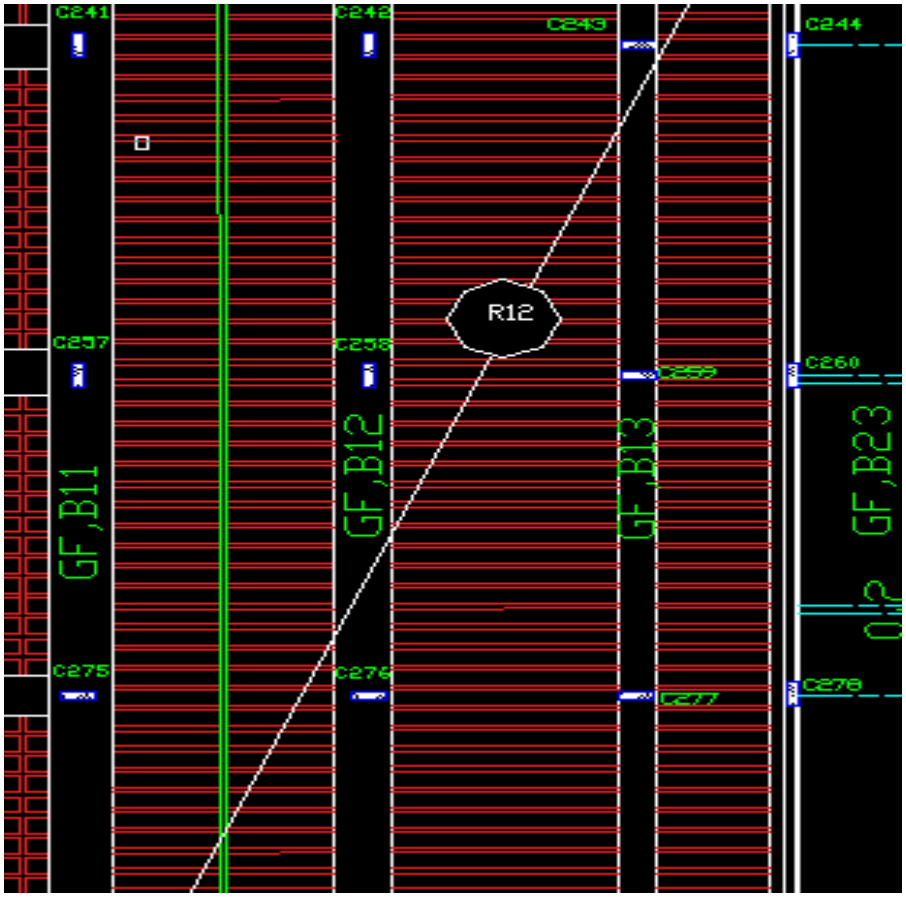


Fig 4.9:beam (G.B(12)):

H=845/18.5=45.7 cm

H=50 cm drop about 15cm (hidden beam)

Load calculation:

From Reaction –from (G. R12):

Dead load = 10.35/0.52=19.9 KN/m

Live load =24.41/0.52=46.9 KN/m

8*25*0.5=10kn/m.Weight of beam =0

L.L=0.5*4=2.08

Weight of wall (25thick,4high)

❖ Material :-

⇒ concrete B300 Fc' = 24 MPa

⇒ Reinforcement Steel fy = 420 MPa

❖ Section:-

⇒ Bw=800 mm

⇒ h= 500 mm

⇒ tf = 350 mm

⇒ d=500-40-10-18/2=441 m

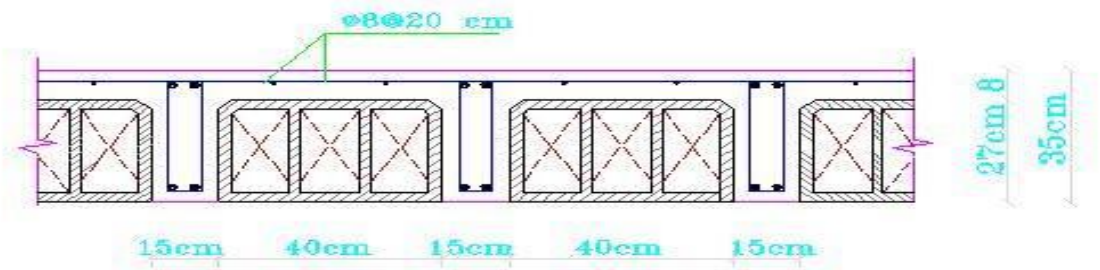
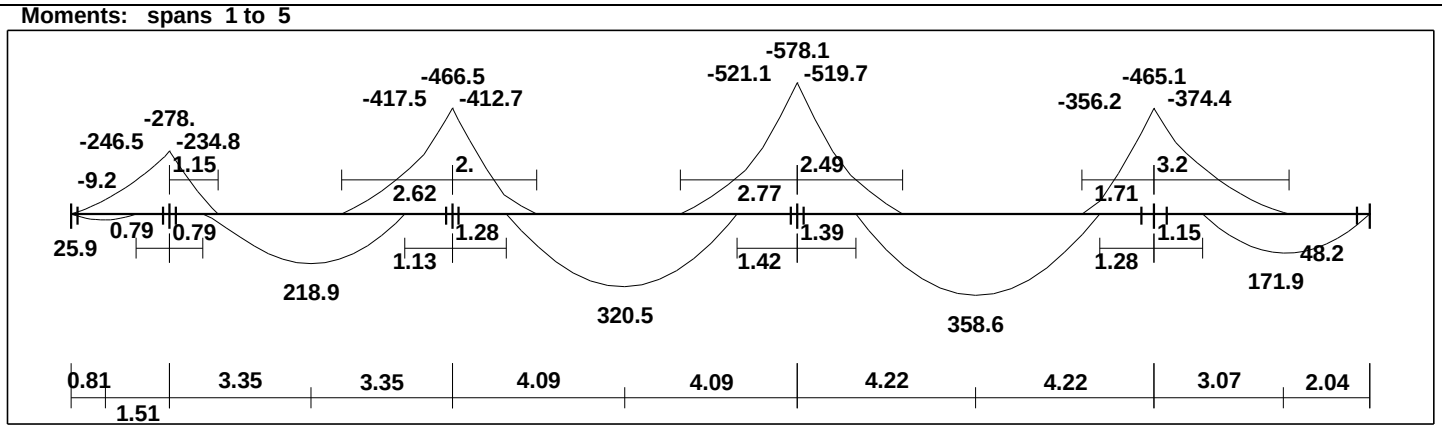
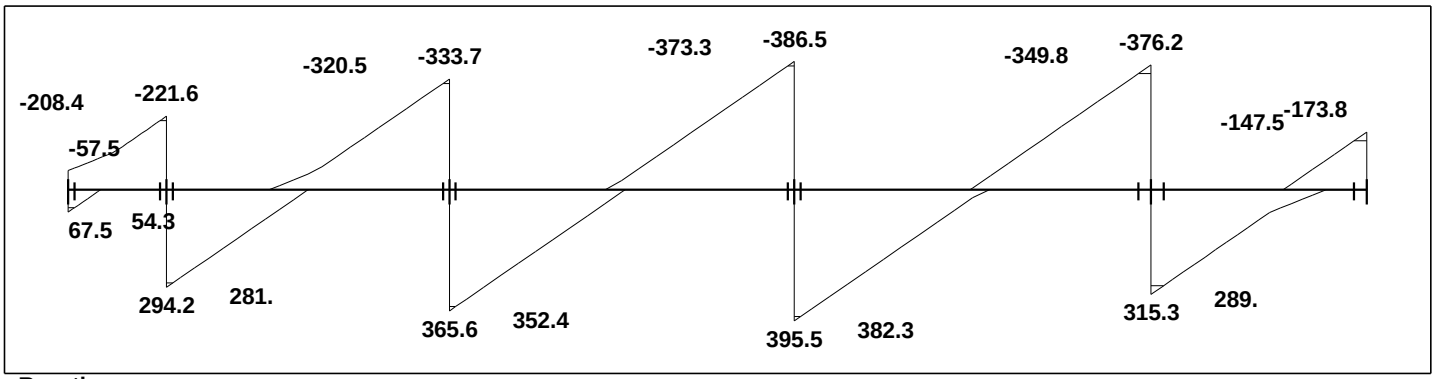


Fig (4.10) StaticallySystem and Loads Distributionof Beam (G.B(12)

✓ Moment Design for (G.B(12)):-

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





Reactions

Factored

DeadR	3.68	268.61	387.91	440.7	386.	81.85
LiveR	63.84	247.19	311.4	341.26	305.5	91.97
MaxR	67.51	515.81	699.31	781.96	691.5	173.83
MinR	-57.5	260.99	483.38	584.44	470.1	48.95
Service						
DeadR	3.07	223.84	323.26	367.25	321.67	68.21
LiveR	39.9	154.5	194.63	213.29	190.94	57.48
MaxR	42.96	378.34	517.89	580.54	512.6	125.7
MinR	-35.17	219.08	382.93	457.09	374.23	47.64

Fig 4.11: Shear and Moment Envelope Diagram of G.B(12).

✓ **Span (L=8.45 m):**

1- Flexural Design of Positive Moment for (G.B (12)) :-(Mu=358.6 KN.m)

Determine of $Mn_{,max}$

٢٥use ø

mm٤٣٧,٥\2 = ٢٥d =500 – 40 -10 –

$$c = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} * 437.5 = 187.5\ mm$$

$$a = \mathcal{B}.c = 187.5 * 0.85 = 159.375 mm$$

KN.m٢٥.٠٤/2) *10^{-6}= ٩١٥٩,٣٧٥-٤٣٧,٥*1000*(٥٩,٣٧٥Mn_{max} = $0.85f'_c ab(d - \frac{a}{2}) = 0.85*24*1$

KN.m>159.1 KN/m ٧٦٨,٦ = ٩٠٤,٢٥Ø Mn_{max} = 0.82*

Design as singly reinforcement:

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{358.6\times10^6}{0.9\times1000\times437.5^2} = 2.04\ Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.136}{420}}\right) = 0.00512$$

$mm^2$٢٢٤٠ = ٤٣٧,٥$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00512×1000×

Check for As min:-

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

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(1000)(441) = 1285.9 mm^2$$

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

$$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(1000)(441) = 1470 mm^2 \text{ control}$$

mm^2 … use As As_{min}١٤٧٠ As_{min}= < mm^2 ٢٢٤٠As_{req} =

mm^2… Ok ٢٢٤٠mm^2> $A_{s,required}$ = ٢٣١٠, $A_{s,provided}$ = ٢٥ ø ٦Use

$$S = \frac{1000-2*40-20-(6*25)}{5} = 150mm > d_b = 18 > 25\ mm \qquad OK$$

Check for strain: -

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85 b\ f'_c} = \frac{2310\times420}{0.85\times1000\times24} = 47.55mm$$

$$c=\frac{a}{\mathcal{B}_1}=\frac{47.55}{0.85}=55.95mm$$

$$\varepsilon_s=0.003\left(\frac{d-c}{c}\right)=0.003\left(\frac{437.5-55.95}{55.95}\right)=0.02>0.005 \qquad 0k$$

✓ **Moment Design for (B ١٢):-**

2- Flexural Design of negative Moment for (G.B (12)) :-(Mu=521.1 KN.m)

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 MPa

⇒ Reinforcement Steel fy = 420 MPa

⇒ Mn_{max} = $0.85f'_cab(d - \frac{a}{2}) = 0.85*24*١٥٩,٣٧٥*1000*(٤٣٧,٥-١٥٩,٣٧٥/2) *10^{-6}=$

٩٠٤.٢٥KN.m

⇒ Ø Mn_{max} = 0.82* ٩٠٤,٢٥ = ٧٦٨,٦ KN.m>159.1 KN/m

⇒ Design as singly reinforcement:

⇒ $R_n=\frac{M_u}{\emptyset bd^2}=\frac{521.1\times10^6}{0.9\times1000\times437.5^2}=3.02\ Mpa$

⇒ $m=\frac{f_y}{0.85f'_c}=\frac{420}{0.85\times24}=20.6$

⇒ $\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right)=\frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times3.02}{420}}\right)=0.00783$

⇒ $A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00٧٨٣×1000×٤٣٧,٥ = ٣٤٢٧,٦ mm^2

Check for As min:-

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

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(1000)(441) = 1285.9mm^2$$

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

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(1000)(441) = 1470mm^2 \text{ control}$$

As_{req} = ٣٤٢٧,٦ < mm^2 As_{min}= ١٤٧٠ mm^2 … use As

Use ø ٢٥

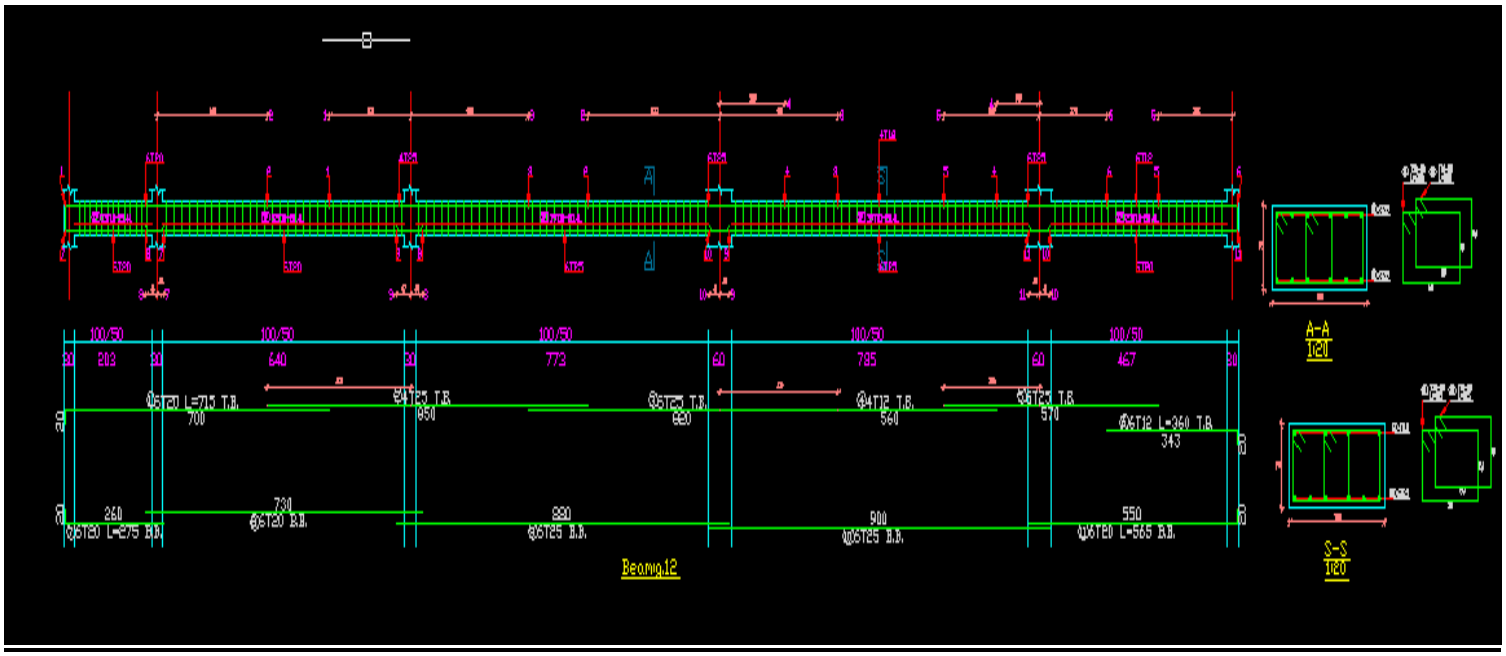
$A_{s,provided}$ = ٢٥ ø ٩ Use $A_{s.min}$= ٣٤٦٥ Top, mm^2> ١٤٧٠ mm^2 … Ok

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{3427.6\times420}{0.85\times1000\times24} = 70.56mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{70.56}{0.85} = 83mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{437.5-83}{83}\right) = 0.013 > 0.005 \qquad 0k$$

$$S = \frac{1000-2*40-20-(9*25)}{8} = 84.4\ mm > d_b = 18 > 25\ mm \qquad OK$$



Shear Design for (G.B(12)):-

1) Vu = 756.2KN

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

00* 441*10^-3= 216 KN ١٠= 0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{6}$

Vs =Vu/Φ – Vc =756.2/0.75 – 288= 720.3 KN

Vsmax=2/3f_c'^0.5*bw*d

=0.667*4.9*800*441=1152.24

Check for items:-

1) Vu ≤ Φ Vc/2 =>756.2>108 not ok
2) Φ Vc/2 ≤ Vu ≤ Φ Vc =>108<756.2>216 not ok

$\Phi Vs_{min} \geq 0.75 (\frac{1}{3}) * bw * d$

00 *441 *10^-3= 88.2KN. ١٠= 0 .75*($\frac{1}{3}$)*

$\geq 0.75 (\frac{\sqrt{24}}{16}) * b_w * d$

00 * 441 * 10^{-3}= 81 KN.(control)١٠= 0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{16}$ *

ΦVsmin = 81 KN

3) Φ Vc ≤ Vu ≤ Φ Vc + Φ Vsmin

216<756.2>297 => not ok

4)$\Phi Vc + \Phi Vsmin \leq Vu < \Phi Vc + \Phi \frac{\sqrt{fc'}}{3} * bw * d$

297≤756.2≤848.1 ok S max =d/2 =441/2 =220.5 mm <600 ok

So item, (4) satisfy

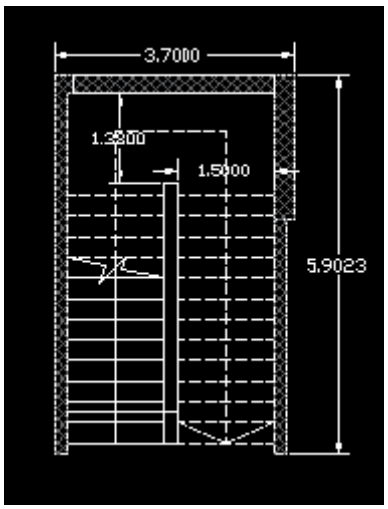
Take Av = 4Φ10 = 4* 78.5 =314 mm^2

Av/ s = Vs/fy * d

314/ s = 296.67*1000 /441*420 → s = 161.62mm S=196< d/2 =220.5 mm ≤ 600 mm.

Select S= 20cm ……. **Use Φ10 (4legs) @ 20 c/c**

4-6 DESIGN OF ONE WAY SOLID SLAB:



❖ **Fig 4.13: Plan of solid slab**

❖ **Material:**

⇒ concrete B350 Fc' = 24 N/mm^2
⇒ Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

✓ **Slab Thickness Calculation:**

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

Min H (deflection requirement):
H = L/24 = 590/24 =24.6

For One-way solid slab, will use thickness of slab 25 cm.

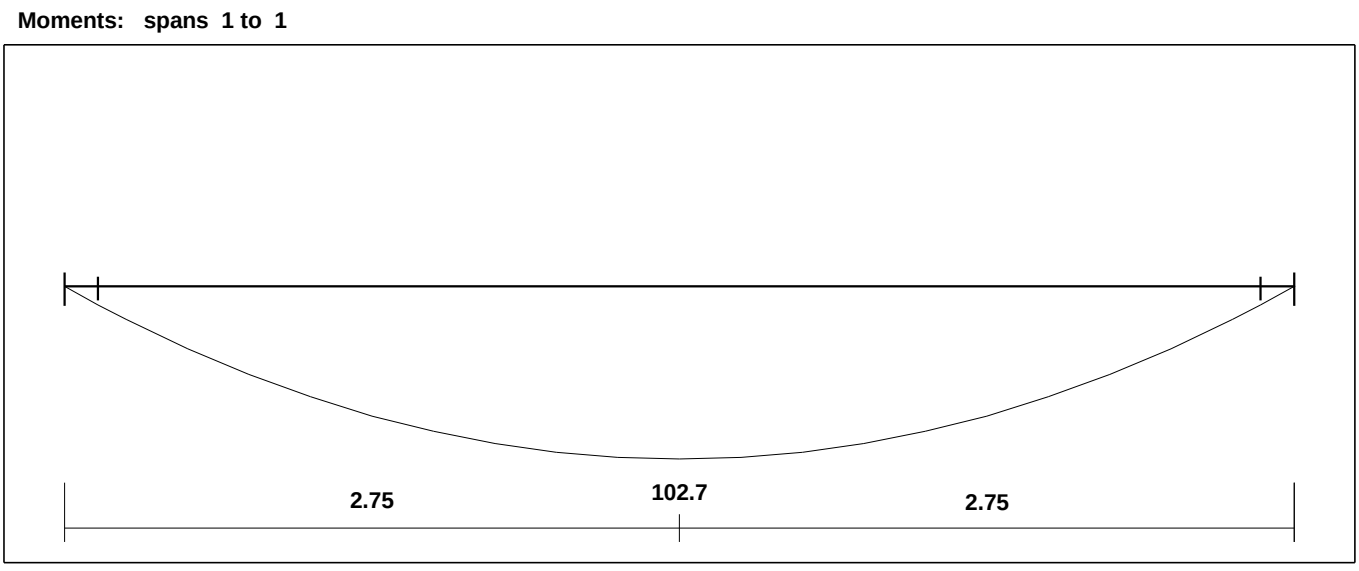
Dead Load For Solid slab:

No.	Parts of Rib	Calculation	
1	Tiles	0.03*23*1 = 0.69 KN/m	
2	Mortar	0.02*22*1 = 0.44 KN/m	
3	Coarse Sand	0.07*17*1 = 1.19 KN/m	
4	plaster	0.02*22*1 = 0.44 KN/m	
5	RC. Solid slab	0.25*25 = 6.25KN/m^2	
6	Partitions	2.3*1 = 2.3 KN/m	
		Sum =	11.31KN/m

Table (4.4): Dead Load Calculation of solid slab.

Live Load For Solid slab = 5*1 =5Kn/m

✓ System of Landing:



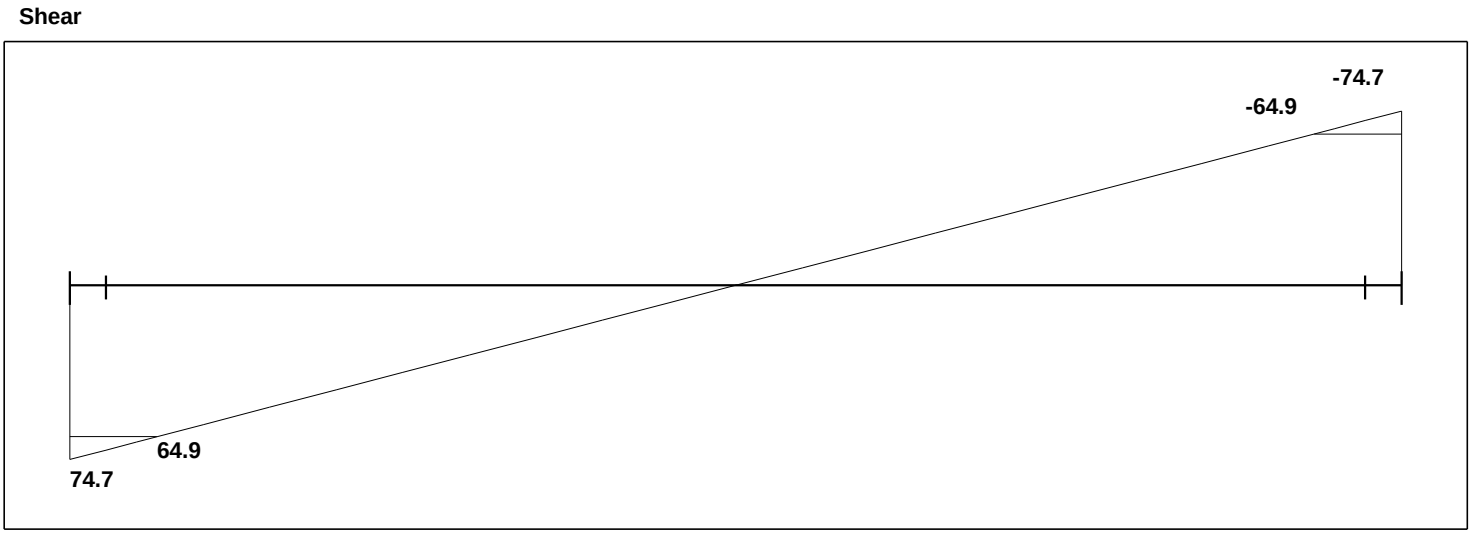


Fig 4.14 : Shear and moment envelop diagram of solid slab

✓ Design of Shear:

(Vu=74.7 Kn)

Assume bar diameter ø 12 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 350 - 20 - \frac{12}{2} = 324\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = = \ \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 324 = 264.5$ KN

Φ* V_c = 0.75* 264.5 = 198.4 KN> Vu = 74.7 KN**….. Thickness Is Enough (No need for shear)**

1- Design of Bending Moment (Mu=102.7 KN/m) :-

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 350 - 20 - \frac{12}{2} = 324\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{102.7\times10^6}{0.9\times1000\times324^2} = 1.09\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.09}{420}}\right) = 0.00266$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00266×1000×324 = 862.2 mm^2

Check for $A_{s,\ min}$: -

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*1000*324 = 944.8\ mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*1000*324 = 1080\ mm^2$ **Controls**

Use ø14 @125 mm , $A_{s,provided} = 1230\ mm^2 > A_{s,required} = 1080\ mm^2$… Ok

Number of bars required in 1m strip = 1230/154 = 8 bars

Then use 8 Ø 14@ 12.5 mm

Check for strain:

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{\mathbf{1230}\times 420}{0.85\times 1000\times 24} = 25.32\ mm$

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{25.32}{0.85} = 29.8\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{324\ -29.8}{29.8}\right) = 0.0296 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

✓ lateral or Secondary Reinforcement of Solid slab :

$A_{s,req} = A_{s,min} = 0.0018*1000*250 = 450\ mm^2$

Use ø10 @ 175 mm $A_{s,\ provided} = 451\ mm^2 > A_{s,required} = 450\ mm^2$… Ok

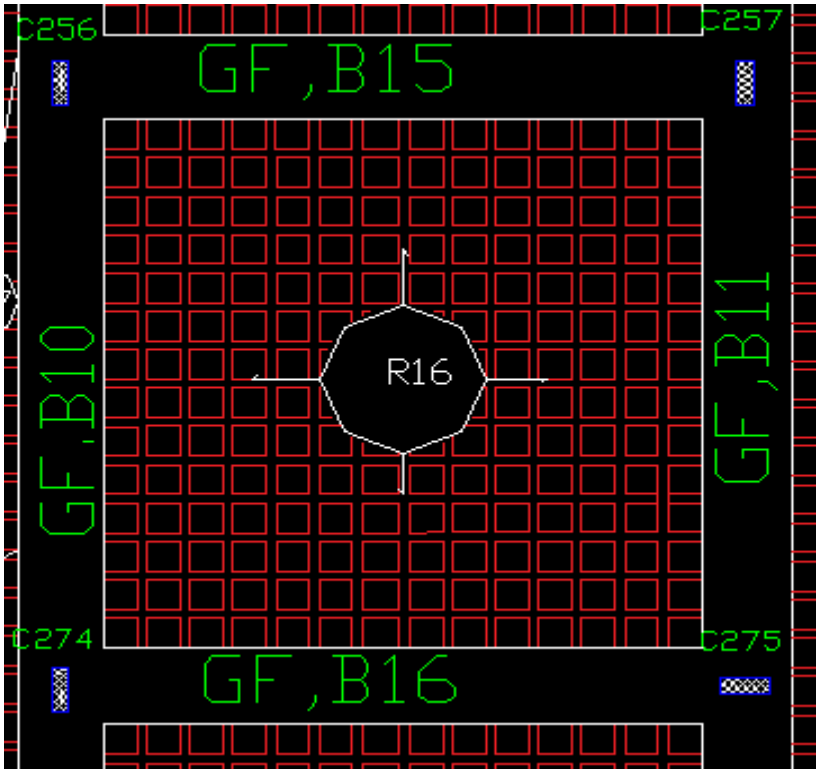
✓ Top Reinforcement:

$A_{s,min} = 0.0018*1000*250 = 450\ mm^2$

Use mesh ø10 @ 175 mm.

4-7 | **Design of Two Way Ribbed Slab:**

4-7-1 Position of Slab:



Th is two way ribbed slab locating in ground floor as demonstrated in figure (4-19).

Figure (4-15) the positon of two way ribbed slab in ground floor.

4-7-2 Calculations of minimum thickness of two way ribbed slab:

Minimum thickness of two way h_{min} is based on the stiffness ratio between the beam and the slab that will be carried from the beam.

Assuming that $h_{min} = 28cm$

- **Stiffness of slab:**

Moment of inertia of rib:

$$y' = \frac{8 \times 52 \times 4 + 12 \times 20 \times 20}{8 \times 52 + 12 \times 20} = 9.85\ cm.$$

$$I_{rib} = \frac{52 \times 9.85^3}{3} - \frac{40 \times 3^3}{3} + \frac{12 \times 24^3}{3} = 5.53467 \times 10^{-4}\ m^4$$

- **stiffness of Beams:**

for beams (B,G,10) Rectangular section 100x50 :

$$I_{B,G,10} = \frac{100 \times 50^3}{12} = 104.16 \times 10^{-4}\ m^4$$

for beams (B,G,11) Rectangular section 100x50 :

$$I_{B,G,11} = \frac{100 \times 50^3}{12} = 104.16 \times 10^{-4}\ m^4$$

- **For B,G,10:**

$$I_S = \frac{I_{rib \cdot (\frac{l}{2}+\frac{l}{2}+b)}}{b_{eff}} = \frac{5.534 \times 10^{-4} \times (\frac{9}{2}+\frac{0}{2}+1)}{0.52} = 58.5 \times 10^{-4}\ m^4$$

- **For B,G,11 :**

$$I_S = \frac{I_{rib \cdot (\frac{l}{2}+\frac{l}{2}+b)}}{b_{eff}} = \frac{5.534 \times 10^{-4} \times (\frac{0}{2}+\frac{4.7}{2}+1)}{0.52} = 45.65 \times 10^{-4}\ m^4$$

- **For B,G,15 :**

$$I_S = \frac{I_{rib \cdot (\frac{l}{2}+\frac{l}{2}+b)}}{b_{eff}} = \frac{5.534 \times 10^{-4} \times (\frac{9}{2}+\frac{8.5}{2}+1)}{0.52} = 103.7 \times 10^{-4}\ m^4$$

- **For B,G,16:**

$$I_S = \frac{I_{rib \cdot (\frac{l}{2}+\frac{l}{2}+b)}}{b_{eff}} = \frac{5.534 \times 10^{-4} \times (\frac{4.7}{2}+\frac{6}{2}+1)}{0.52} = 67.6 \times 10^{-4}\ m^4$$

- **stiffness Ratio** $\propto_f = \frac{I_b}{I_S}$ **:**

$\alpha_1 = \frac{I_{b10}}{I_S} = \frac{104.16}{58.5} = 1.78$, $\alpha_2 = \frac{I_{b11}}{I_S} = \frac{104.16}{45.65} = 2.28$

$\alpha_4 = \frac{I_{b16}}{I_S} = \frac{104.16}{67.6} = 1.54$, $\alpha_3 = \frac{I_{b15}}{I_S} = \frac{104.16}{103.7} = 1.004$

$\alpha_{fm} = \frac{\sum \alpha f}{4} = \frac{2.28+1.78+1.004+1.54}{4} = 1.65 < 2.0$, $\beta = \frac{Ln,long}{Ln,short} = \frac{9}{8.4} = 1.07$

$$h_{min} = \frac{l_n(0.8+\frac{fy}{1400})}{36+5\beta(\alpha fm-0.2)} = \frac{9(0.8+\frac{420}{1400})}{36+5x1.07(1.65-0.2)} = 16.5cm < 35\ cm \ \dots OK$$

$$h = 28\ cm > h_{min} = 16.5cm\ (8\ cm\ Topping + 20\ cm\ Block).$$

4-7-3 Load Calculations of two way ribbed slab:

As we calculated previously the load that acts on two way ribbed slab was equals:

$$D_L = \frac{2.82}{0.52 \times 0.52} = 10.54\ \left(\frac{kN}{m^2}\right) \quad , \quad L_L = 4\ (\frac{kN}{m^2})$$

$W_{u,d} = 1.2(10.54) = 12.648\ \left(\frac{kN}{m}\right)$, *Total uniform dead load.*

$W_{u,l} = 1.6(4) = 6.4\ \left(\frac{kN}{m}\right)$, *Total uniform live load.*

Factored Load : $W_u = 1.2\ (10.54) + 1.6\ (4) = 19.048\ (\frac{kN}{m^2})$.

4-7-4 Moments calculations by coefficient method:

- $span\ ratio = \frac{l_a}{l_b} = \frac{8.4}{9} \cong 0.93$, l_a: *short clear span* , l_b: *long clear span*
- **Coefficients (case 4):**

Coefficients for negative moments in slab:

$C_{a,neg} = 0.0932$, $C_{b,neg} = 0.0068$

Coefficients for dead load positive moments in slab:

$C_{a,dl} = 0.0578$, $C_{b,dl} = 0.0044$

Coefficients for live load positive moments in slab:

$C_{a,ll} = 0.075$, $C_{b,ll} = 0.0058$

- **Moments:**

$M_{a,neg} = C_{a,neg} \cdot W_u \cdot {l_a}^2 . bf = 0.0932 \times 19.048 \times 9^2 \times 0.52 = 74.77\ kN.m$

$$M_{a,positve} = M_{a,dl} + M_{a,ll} = [(0.0578 \times 12.648 \times 9^2 \times 0.52) + (0.075 \times 6.4 \times 9^2 \times 0.52\ ]$$

$$= 51.01 kN.m$$

$M_{b,neg} = 0.0068 \times 19.048 \times 8.4^2 = 9.1\ kN.m$

$$M_{b,positve} = M_{b,dl} + M_{b,ll} = [(0.0044 \times 12.648 \times 4.7^2 \times 0.52) + (0.0058 \times 6.4 \times 8.4^2 \times 0.52]$$

$$= 1.065\ kN.m$$

4-7-5 Slab reinforcements:

Assume $2\emptyset 18$ ***Bottom Bars for*** (***positive moments***)

$$d = 350 - 20 - 8 - \frac{18}{2} = 313\ mm$$

$$A_{s(2\emptyset 18)} = 2 \times 254.34 = 508.68\ mm^2 > A_{smin} = \frac{1.4}{420} \times 120 \times 313 = 125.2 mm^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85\, f'_c b_w} = \frac{508.68 \times 420}{0.85 \times 24 \times 120} = 87.27\ mm \quad , c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{87.27}{0.85} = 102.67 mm$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 508.68 \times 420 \times \left(313 - \frac{87.27}{2}\right) \times 10^{-6} = 57.55 kN.m$$

$M_u = \varphi M_n = 0.9 \times 57.55 = 51.79\ kN.m$ ($2\emptyset 18$ ***covers positive moments***)

check strain :

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{313-102.67}{102.67}\right) = 0.00614 > 0.005 \quad , \varphi = 0.9 \ldots . OK$$

$\therefore$ ***Use*** $\emptyset 18$ ***for Bottom Bars***

Assume $\emptyset 16$ ***Top Bars for*** (***Negative moments***)

$$d = 320 - 20 - 8 - \frac{16}{2} = 284 mm$$

$$A_{s(2\emptyset 16)} = 2 \times 201.1 = 402.2\ mm^2 > A_{smin} = \frac{1.4}{420} \times 120 \times 284 = 113.6\ mm^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85\, f'_c b_w} = \frac{402.2 \times 420}{0.85 \times 24 \times 120} = 69\ mm \quad , c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{69}{0.85} = 81.17\ mm$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 402.2 \times 420 \times \left(284 - \frac{69}{2}\right) \times 10^{-6} = 42.14\ kN.m$$

$M_u = \varphi M_n = 0.9 \times 42.14 = 37.93\ kN.m$

check strain :

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{284-81.17}{81.17}\right) = 0.0074 > 0.005 \quad , \varphi = 0.9 \ldots . OK$$

$\therefore$ ***Use*** $\emptyset 16$ ***for Top Bars*** (***short span***). , ***Use*** $\emptyset 12$ ***for Top Bars long span***).

4-7-6 Design of shear:

Maximum shear coefficient will be in the short direction for the slab with boundary conditions as in case 8 , $W_a = 0.932$

- The total load on the panel$(4.7 \times 9 \times 19.048) = 840.08\ kN$.

- The total load per rib at face of the long beam is $\frac{(0.932\times840.08\times0.52)}{2\times9} = 22.61\ kN$

The shear critical section is at distance *d* from the beam face:

$V_{ud} = V_{uface} - W_u \cdot b_{eff} \cdot d = (22.61 - 19.048 \times 0.52 \times 0.284) = 19.8kN$

The shear strength of one rib in the slab is:

$$\emptyset V_c = 0.75 \times 1.1 \cdot \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \cdot b_w d = 0.75 \times 1.1 \left(\frac{1}{6}\right)\sqrt{24} \cdot 120 \cdot 284 \times 10^{-3} = 22.95\ kN$$

$$\frac{\emptyset V_c}{2} = \frac{22.61}{2} = 11.3kN < V_{ud} = 21.16\ kN < \emptyset V_c = 22.61\ KN$$

No need for shear reinforcement (but not for exceptions according to ACI).

Provide minimum shear reinforcement

Use Ø8 stirrups $A_{v,2Ø8}$ = 2 x 50 = 100 mm^2

$\frac{A_{v,min}}{s} = \frac{b_w}{3\ f_y} = \frac{120}{3x420} = 0.1 \rightarrow \frac{100}{s} = 0.1 \rightarrow$ s = 1000 mm

$S_{max} \leq \frac{d}{2}$ and $\leq$ 600 mm $\quad S_{max} = \frac{284}{2}$ 142 mm < 600 mm

$\therefore$ ***Use Ø8@20 cm c/c with 2legs***

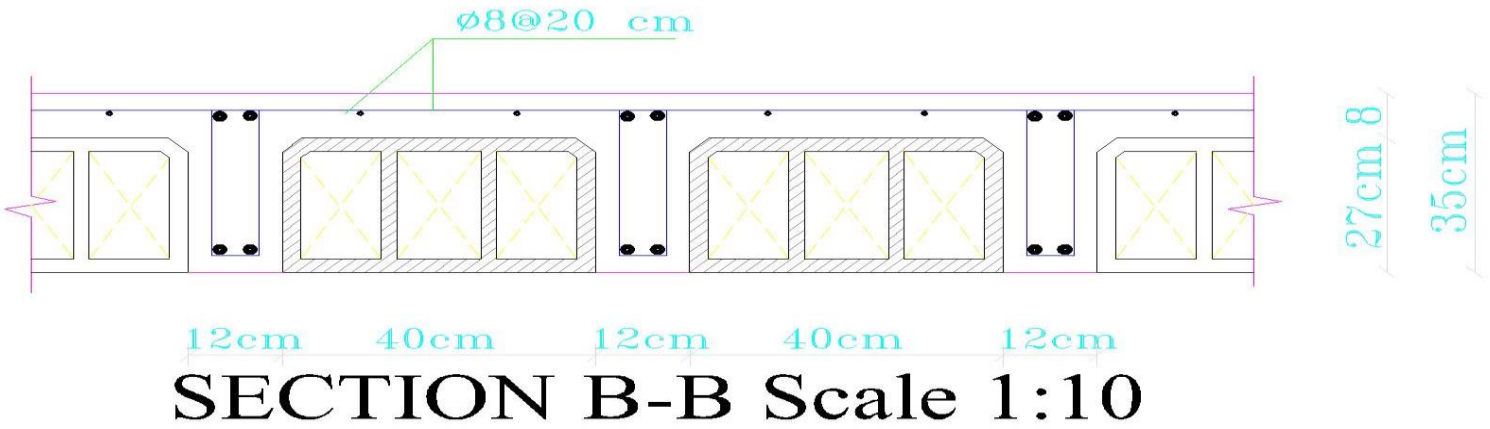


Figure (4-16): cross section in two way ribbed slab (long span

4-8 | Design of Column (1), Ground Floor.

4-8-1 Design Data:

The following table and figures gives the design parameters of column (11) Ground Floor:

$Dead\ load\ (service)$	$253.8\ kN$
$Live\ load\ (service)$	$105\ kN$
$Length$	$4.5\ m$
k	$1\ (Braced)$
A	$60\ cm$
B	$35\ cm$
f_y	$420\ Mpa$
f'_c	$24\ Mpa$
Concrete cover	$40\ mm$
$Bar\ size$	$\emptyset 16\ mm$
$Type\ of\ load$	$Concentrically\ Loaded$

Table (4-5): Design Data of column (11).

4-8-2 Factored Loads:

$$P_u = 1.2\ D * N + 1.6L * N$$

$$P_u = 1.2\ (253.8) * 5 + 1.6(105) * 5 = 2360\ kN$$

4-8-3 Selecting Column Dimenssion:

Assum Ast = 0.015Ag

$$\emptyset Pn,max = \emptyset 0.85[0.85.fc(Ag - Ast) + Ast.Fy]$$

$$2360 * 10^3 = 0.75*0.85[0.85*24*(Ag-0.015Ag)+(0.015Ag*420)]$$

$$Ag = 140257.8$$

Ag=A*B

$$= 140257.8\ \ A*B$$

A= 600 mm,

B= 233.8 mm take B=350 mm

Ag= **A*B =** 600*350 =210000mm^2

$$\emptyset Pn,max = \emptyset 0.85[0.85.24(210000 - Ast) + Ast.420]$$

Ast= 2152.3 mm^2

Ast= 2152.3 mm^2) >**Use (14Ø16 with As= 2010.6**mm^2

$$\rho = Ast/Ag$$

$$2152.3/140257.8 = 0.015$$

Design Spiral rein. :

Use Spiral Ø10 with As =78.54 mm^2

Dch= D-2. Cover

Dch = 600-(2*40) =520 mm

Ag= **A*B** =140257.8 mm^2

$$\rho s = 0.45\left(\frac{Ag}{Ach} - 1\right).\frac{fc}{fyt} = 0.0145$$

$$\rho s = \frac{4as(Dch - ds)}{s.\text{Dch2}}$$

$$\rho s = \frac{4 * 78.54(520 - 14)}{s.\,520 * 520} = 0.0145$$

S=96.45 mm

Check for code req. :

1- clear spacing longitudinal bar diameter of the centroidial circle of bar:

1-600-40*2-10*2-16 = 484 mm

$$clear\ spacing = \frac{\pi * 484 - (14 * 16)}{13} = 99.7\ mm$$

99.7 mm > 40 mm

> 1.5 db=1.5*16 =24 mm

2- $0.01 < \rho g = 0.0164 < 0.08$

3- NO of bar 11> 6- for circular member enclose by spiral -ok

4- min. spiral Ø10 - ok

5- clear spacing for one loop :

Clear spacing = S-ds = 75– 10 = 65 mm

$$25 \text{ mm} < 65\ mm < 75 \text{ mm} \text{ –ok}$$

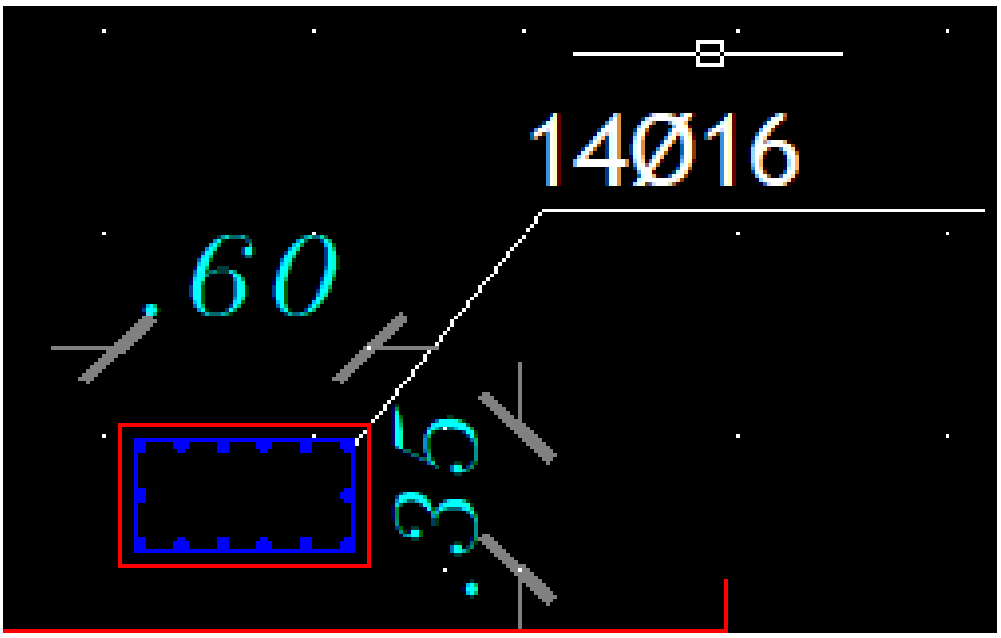


Figure (4-17): Details of column.

4-9 | **Design of Staircase:**

live load of $L_l = 4\ \left(\frac{kN}{m^2}\right)$, $assuming\ rise\ of\ 155\ mm$,

$and\ run\ of\ 300\ mm$, $f_{c'} = 24\ Mpa$, $f_y = 420\ Mpa$.**4-8-1 plan and materials of stair:**

The following figure demonstrate the plan of stair that we consider to design it figure (4-29) which is carries a uniform

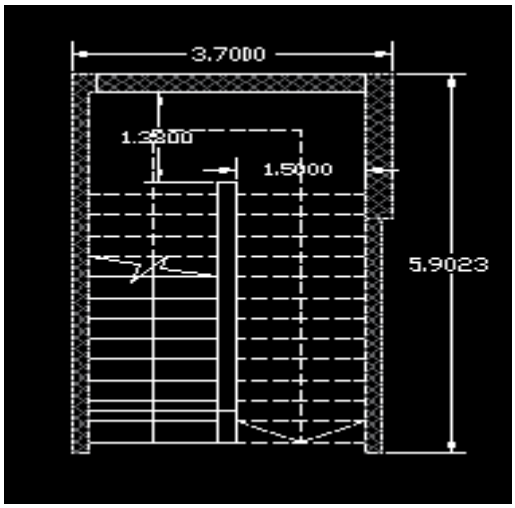


Figure (4-18): Stair Plan and structural system.

4-9-2 Structural system and minimum thickness:

1. **The structural system of this stair was taken as a simply supported (one-way solid slab) since that the flight of stair will be supported at the ends of upper and lower landings.**
2. **Minimum Slab thickness for deflection is (for simply supported one-way solid slab) is** $h_{min} = \frac{L}{20} = \frac{590}{20} = 29.5\ cm$ **, but in this case presented here where the slab ends are cast white the supporting beams and additional negative reinforcement is provided , minimum thickness can be assumed to be** $h_{min} = \frac{L}{28} = \frac{5.9}{28} = 21\ cm$.

$$Take\ h_{min} = 25\ cm$$

4-9-3 Loads and Reactions calculations:

The applied live loads are based on the plan area (horizontal projection), while the dead load is based on the sloped length. To transform the dead load into horizontal projection the figure below explains how figure (4-30).

$$\boldsymbol{\theta = tan^{-1}\left(\frac{rise}{run}\right) = tan^{-1}\left(\frac{155}{300}\right) = 27.32^{\circ}}$$

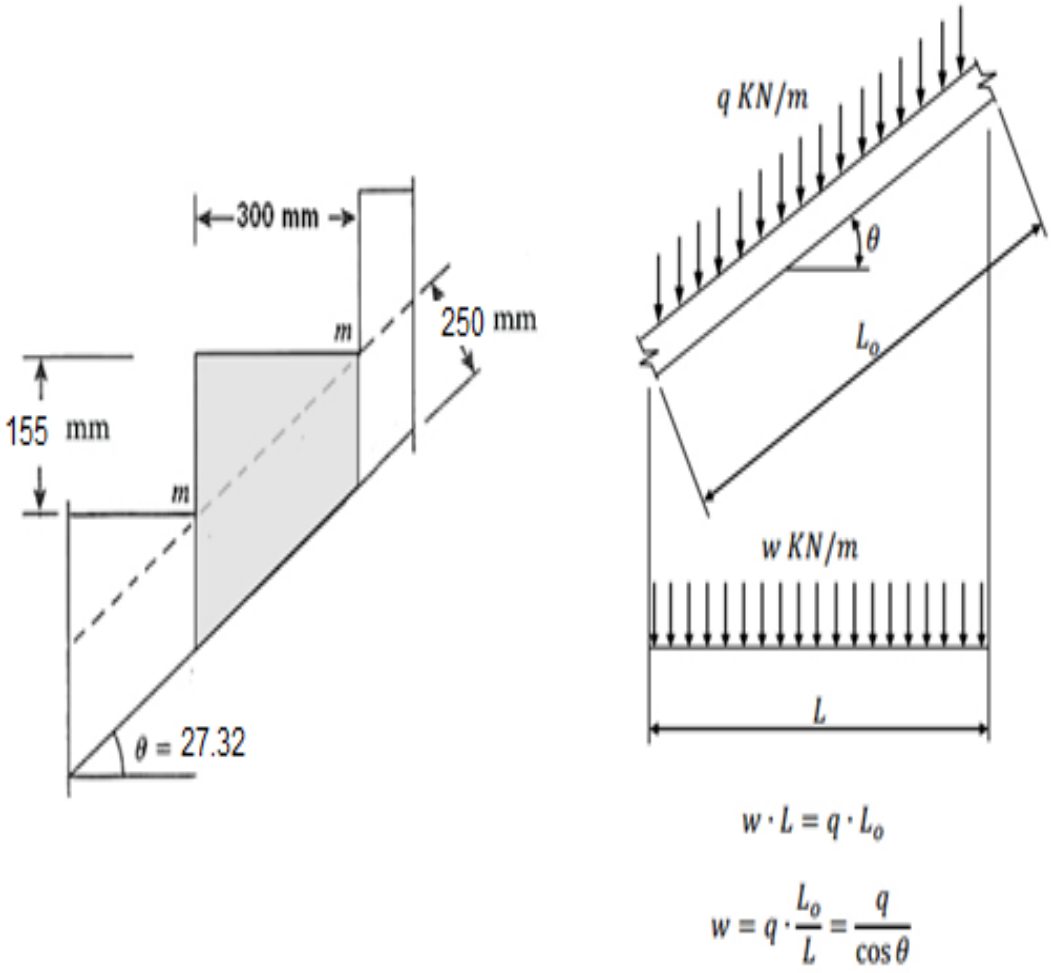


Figure (4-19): Transformation of dead load into horizontal projection.

- **Flight Dead Load computation:**

Table (4-6) shows Dead Load calculations on Flight of stair:

Dead Load Form	Unit weight γ $(\frac{kN}{m^3})$	w $(\frac{kN}{m})$
Tiles	27	$27 \times \left(\frac{0.155 + 0.35}{0.3}\right) \times 0.03 \times 1 = 1.36$
Mortar	22	$22 \times \left(\frac{0.155 + 0.3}{0.3}\right) \times 0.03 \times 1 = 1.001$
Stair steps	25	$\frac{25}{0.3} \times \left(\frac{0.155 \times 0.3}{2}\right) \times 1 = 1.93$
Reinforced concrete (solid slab)	25	$\frac{25 \times 0.25 \times 1}{cos\ 27.32} = 7.04$
plaster	22	$\frac{22 \times 0.03 \times 1}{cos\ 27.32} = 0.75$
$\sum Tota\ Dead\ loads\ \ kN/m$		12.1

Table (4-6) Dead Load calculations on flight.

- **Landing Dead Load computation:**

Table (4-7) shows Dead Load calculations on Landing of stair:

Dead Load Form	Unit weight γ $(\frac{kN}{m^3})$	$\gamma \times \delta \times 1$ $(\frac{kN}{m})$
Tiles	23	$23 \times 0.03 \times 1 = 0.69$
Mortar	22	$22 \times 0.03 \times 1 = 0.66$
Reinforced concrete (solid slab)	25	$25 \times 0.25 \times 1 = 6.25$
plaster	22	$22 \times 0.03 \times 1 = 0.66$
$\sum Tota\ Dead\ loads\ \ kN/m$		8.26

- **Live Load:** $L_l = 4\ \left(\frac{kN}{m^2}\right)$.
- **Total Factored Load:** $w = 1.2\ D_L + 1.6\ L_l$

For flight: $w = 1.2\ (12.1) + 1.6(4) = 20.92\ \left(\frac{kN}{m}\right)$.

For Landing: $w = 1.2\ (8.26) + 1.6(4) = 16.3\ \left(\frac{kN}{m}\right)$.

16.3/2=8.15

4-9-4 Design of flight 1:

The support reaction of flighting is:

$\frac{[(8.15*3.2)+(20.92*3.48)]}{2} = 49.44\ \left(\frac{kN}{m}\right)$. **as shown in figure (4-31).**

Shear and moment calculations:

- **Check for shear strength:**

Assume bar diameter $\emptyset 14\ for\ main\ rinforcemnt.$

$$d = h - cover - \frac{d_b}{2} = 250 - 20 - \frac{14}{2} = 223\ mm$$

Assume wall width $30\ cm$

$$V_u = 49.44 - 8.15 \times (0.155 + 0.223) = 46.35\ kN$$

$$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_{c'}} b_w d = \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 223 = 182.7\ kN\ ..\ for\ 1\ m\ strip$$

$$\phi = 0.75 - for\ shear$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 182.7 = 136.55\ kN\ ..\ for\ 1m\ strip$$

$$V_{u,max} = 46.35\ kN\ < \frac{1}{2}\phi V_c = 68.27 kN$$

$\therefore$ ***The thickness of the slab is adequate enough***

- **Calculation of maximum moment and steel reinforcement:**

$$M_{u,max} = 49.44 \times \left(2.4 + \frac{3.48}{2}\right) - 8.15 \cdot (2.4) \cdot \left(2.4/2 + \frac{3.48}{2}\right) - 20.92(1.74)\left(\frac{1.74}{2}\right)$$

$$= 125.34 kN.m\ /\ \text{m}$$

$$assume\ bar\ diameter\ \emptyset 14\ for\ main\ rinforcemnt\ with\ \ , d = 223\ mm$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd} = \frac{125.34 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 223^2} = 2.8 Mpa\ \ , m = \frac{f_y}{0.85\ f_c'} = \frac{420}{0.85 \times (24)} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2.8 \cdot 20.6}{420}}\right) = 0.0072$$

$A_s = \rho bd = 0.0072 \times 1000 \times 223 = 1605.6\ mm^2$

$A_{s,min} = 0.0018bh = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450mm^2$

$A_s = 1605.6mm^2 > A_{s,min} = 450\ mm^2$, $use\ \emptyset 14$

$Use\ 11\emptyset 14@15\ cm\ with\ A_{s,prov} = 1693.3\ mm^2 > A_s = 1605.6\ mm^2 for\ (1m)\ strip$

Check maximum step for main reinforcement (the smallest of):

1. $3h = 3 \times 250 = 750\ mm$
2. $450mm.$
3. $S = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5C_c = 380\left(\frac{280}{\frac{2}{3}\times 420}\right) - 2.5 \times 20 = 330mm$

$$S_{max} = 300\left(\frac{280}{f_s}\right) = 300\left(\frac{280}{\frac{2}{3}\times 420}\right) = 300mm\ - controled$$

$S = 15\ cm\ <\ S_{max} = 30\ cm - OK$

- **Temperature and shrinkage reinforcement:**

$A_s(temperature\ and\ shrinkagr) = 0.0018bh = 0.0018(1000)(250) = 450\ mm^2$

$Use\ 7\emptyset 10@10cm\ with\ A_{s,prov} = 553\ mm^2 > A_s = 450\ mm^2 for\ (1m)\ strip$

Check maximum step for temperature and shrinkage (the smallest of):

1. $5h = 5 \times 250 = 1250\ mm$
2. $450mm.\ - controled$

$S = 10\ cm\ <\ S_{max} = 45\ cm - OK$

4-8-5 Design of flight 2:

The support reaction of flighting is:

$\frac{[(8.15*3.2)+(20.92*3.48)]}{2} = 49.44\ \left(\frac{kN}{m}\right)$. **as shown in figure (4-32).**

Shear and moment calculations:

- **Check for shear strength:**

Assume bar diameter $\emptyset 14$ $for\ main\ rinforcemnt$.

$$d = h - cover - \frac{d_b}{2} = 250 - 20 - \frac{14}{2} = 223\ mm$$

Assume wall width $30\ cm$

$$V_u = 49.44 - 8.15 \times (0.155 + 0.223) = 46.35\ \ kN$$

$$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_{c'}} b_w d = \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 223 = 182.7\ kN\ ..\ for\ 1\ m\ strip$$

$$\phi = 0.75 - for\ shear$$

$$\phi V_c = 0.75\ \times 182.7 = 136.55\ kN\ ..\ \ for\ 1m\ strip$$

$$V_{u,max} = 46.35\ kN\ < \frac{1}{2}\phi V_c = 68.27kN$$

$\therefore$ *The thickness of the slab is adequate enough*

- **Calculation of maximum moment and steel reinforcement:**

$M_{u,max} = 125.34\ kN.m$ / m

$$assume\ bar\ diameter\ \emptyset 14\ for\ main\ rinforcemnt\ with\ \ , d = 223\ mm$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd} = \frac{125.34 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 223^2} = 2.8\ Mpa\ \ , m = \frac{f_y}{0.85\ f_c'} = \frac{420}{0.85 \times (24)} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2.8 \cdot 20.6}{420}}\right) = 0.0072$$

$$A_s = \rho bd = 0.0072 \times 1000 \times 223 = 1605.6\ \ mm^2$$

$$A_{s,min} = 0.0018bh = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450mm^2$$

$$A_s = 1605.6\ mm^2 > A_{s,min} = 450\ mm^2\ \ \ , use\ \emptyset 14$$

$$Use\ 11\emptyset 14@15\ cm\ \ with\ \ A_{s,prov} = 1693.3\ mm^2 > A_s = 1605.6\ \ mm^2 for\ (1m)\ strip$$

Check maximum step for main reinforcement (the smallest of):

4. $3h = 3 \times 250 = 750\ mm$
5. $450mm$.

6. $S = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5C_c = 380\left(\frac{280}{\frac{2}{3}\times 420}\right) - 2.5 \times 20 = 330mm$

$$S_{max} = 300\left(\frac{280}{f_s}\right) = 300\left(\frac{280}{\frac{2}{3}\times 420}\right) = 300mm \; - controled$$

$$S = 15\ cm < S_{max} = 30\ cm - OK$$

- **Temperature and shrinkage reinforcement:**

$A_s(temperature\ and\ shrinkagr) = 0.0018bh = 0.0018(1000)(250) = 450\ mm^2$

$Use\ 7\emptyset 10@10\ cm\ with\ A_{s,prov} = 553\ mm^2 > A_s = 450\ mm^2 for\ (1m)\ strip$

Check maximum step for temperature and shrinkage (the smallest of):

3. $5h = 5 \times 250 = 1250\ mm$
4. $450mm. \; - controled$

$$S = 10\ cm < S_{max} = 45\ cm - OK$$

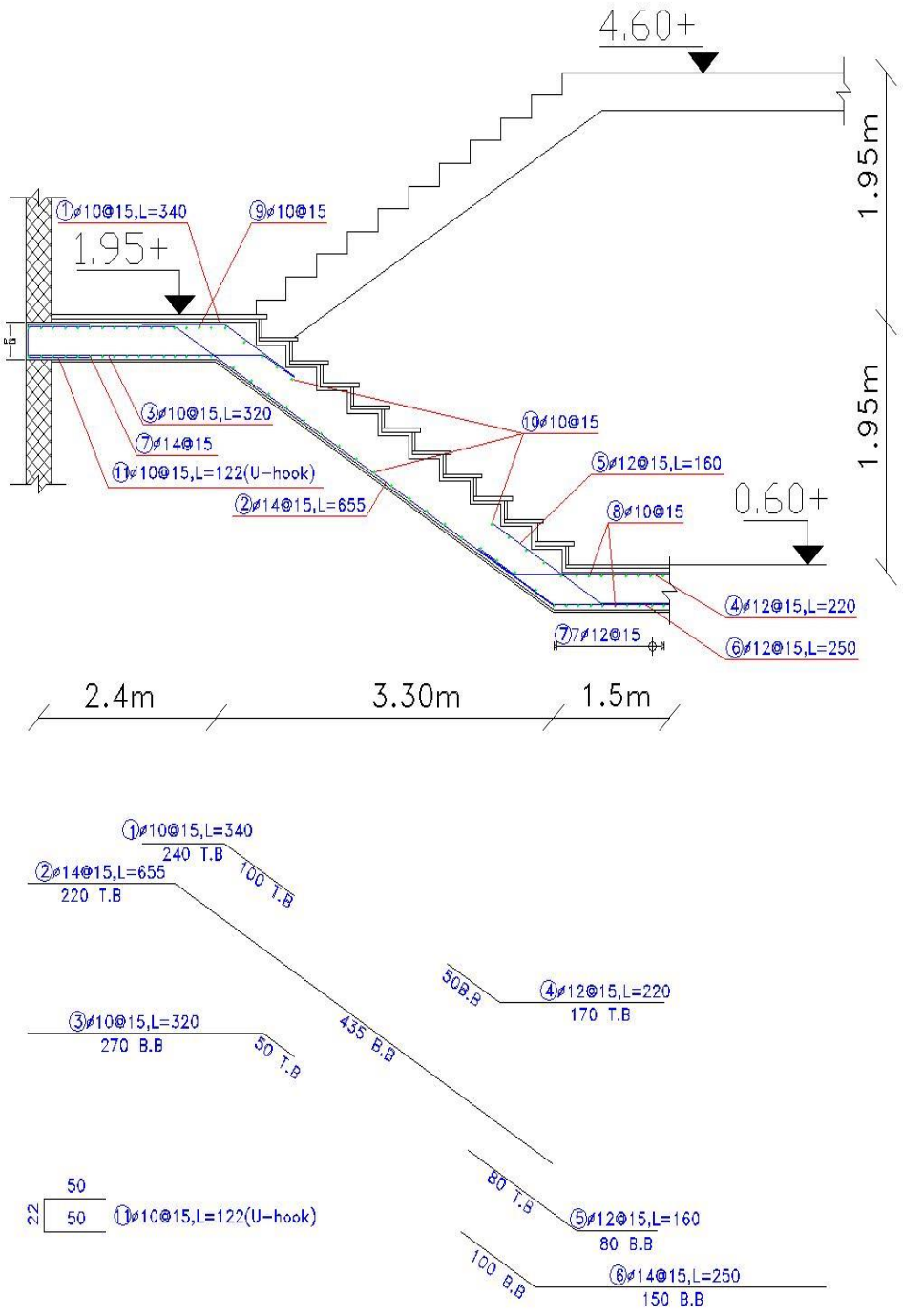


Figure (4-20) : Details of stairs

4-10 Design of Shear Wall (1)

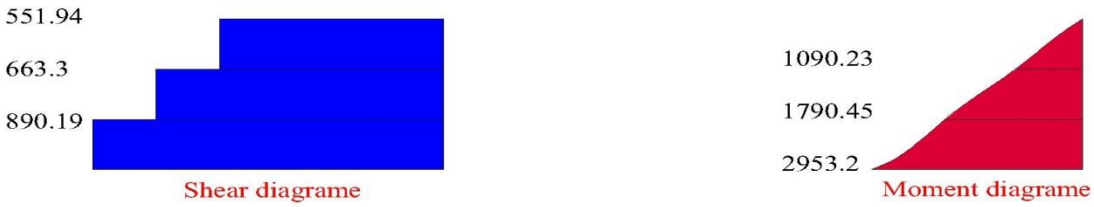


Figure (4-23): Shear and moment Diagram of Shear Wall.

✓ **Material and Sections:- (From Shear Wall 1)**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

⇒ Shear Wall Thickness h = 30 cm

⇒ Shear Wall Width Lw = 3.7 m

⇒ Shear Wall Height Hw = 19m

4-11-1 Design of Horizontal Reinforcement:-

$$\sum Fx = Vu = 719.17 \ KN$$

The critical Section is the smaller of:

$\frac{lw}{2} = \frac{3.7}{2} = 1.85m$.....*Control*

$\frac{hw}{2} = \frac{19}{2} = 9.5m$

storyheigh$(Hw) = 4.5m$

$d = 0.8 \times Lw = 0.8 \times 3.7 = 2.96m$

$$\emptyset V_{nmax} = \emptyset \frac{5}{6} \sqrt{f_c'} hd$$
$$= 0.75 * 0.83 * \sqrt{24} * 450 * 2960 \ = 4062\ KN > V_u \ = 719.17KN$$

$V_c$is the smallest of :

$1 - \ V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} hd = \frac{1}{6} \sqrt{24} * 300 * 2960 = 644.2KN$ ….. control

$2 - \ V_c = 0.27 \sqrt{f_c'} hd + \frac{N_u d}{4 l_w} = 0.27 \sqrt{24} * 300 * 2960 + 0 = 1174.12KN$

$$3 - \ V_c = \left[0.05 \sqrt{f_c} + \frac{l_w \left(0.1 \sqrt{f_c'} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] hd$$

$$3 - \ V_c = \left[0.05 \sqrt{24} + \frac{3.7 \left(0.1 \sqrt{24} + 0 \right)}{0.5925} \right] 300 * 2.96 \ = 2934KN$$

Vc =966.2KN

$\emptyset * vc + \emptyset vs = vu$

$\emptyset * vs$=vu-$\emptyset * vc$

Vs=vu/$\emptyset - vc$

kn **need reinforcement**٣١٤,٧٢= ٦٤٤,٢.19/0.75-٧١٩Vs=

$$\frac{A_{vh}}{S_2} = \frac{v_s}{f_y \ d} = \frac{314.72}{420 * 2960} = 0.0000253 \ m2/m$$

$$\rho_t = \frac{A_{vh}}{S_2 * h} = \frac{0.0000253}{0.3} = 0.0000844 < 0.0025$$

- Maximum spacing is the least of :

mm٧٤٠ = $\frac{3700}{5} = \frac{Lw}{5}$

mm٩٠٠ = ٣٠٠3*h = 3*

450 mm ……. Control

Select Ø10 ,tow layers

Sh=157/0.75=209.33

$$\rho_t = \frac{A_{vh}}{S_2 * h} = \frac{2 * 78.5}{S_2 * 300} = 0.0025$$

Sh=209.33

Select Sh=200mm≤Smax= 450 mm.

4-11-2 Design of Vertical Reinforcement:-

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{Lw}\right)(\rho_t - 0.0025) \geq 0.0025$$

$$\frac{h_w}{Lw} = \frac{19}{3.7} = 5.1$$

$for\ this\ wall\ with\ \frac{h_w}{Lw}$ ≥2.5,$\rho_t = 0.0025$

- Maximum spacing is the least of :

$$\text{mm}١٢٣٣,٣٣ = \frac{3700}{3} = \frac{Lw}{3}$$

3*h = 3*300 = 900mm

450 mm ……. Control

Use ϕ10/200 mm for two layers

4-11-3 Design of Bending Moment:-

$$A_{st} = \left(\frac{3700}{200}\right) * 2 * 79 = 4305.5\ mm^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{4305.5}{370 * 300}\right)\frac{420}{24} = 0.046$$

$$\alpha = \frac{P_u}{l_w h f_c'} = 0$$

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.046 + 0}{2 * 0.046 + 0.85 * 0.85} = 0.0565$$

$$\emptyset M_n = \emptyset\left[0.5 A_{st} f_y l_w (1 + \frac{P_u}{A_{st} f_y})(1 - \frac{c}{l_w})\right]$$

$$= 0.9[0.5 * 4305.5 * 420 * 3700(1 + 0)(1 - 0.0565)] = 4184.3KN \geq 2953.2KN.m$$ …. Ok

$$X \geq \frac{Lw}{600*0.015} = \frac{5450}{600*0.015} = 605.55$$

Lb $\geq \frac{X}{2}$ = 302.78

Since Smallest value of Lb & Mub not require Boundary .

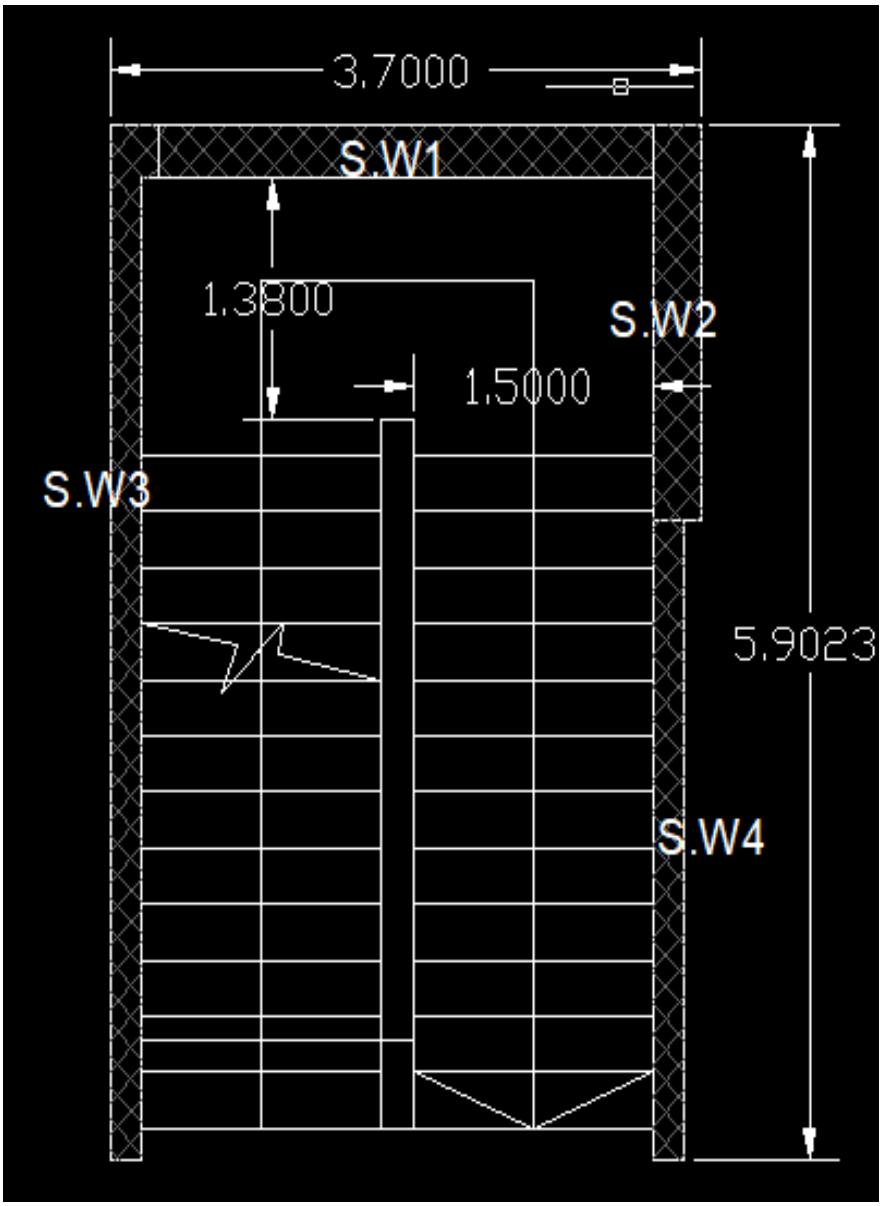


Figure (4-24): figure of Shear wall

4-11 | **Design of isolated Footing(F1):**

4-10-1 Materials and Loads:

Isolated footing that we consider to design with materials of:

$$f_{c'} = 24\ Mpa\ , f_y = 420\ Mpa\ .$$

Dead Load (service) $= 253.8kN.$
Live Load (service) $= 105\ kN.$
Total services load $= 253.8 + 105 = 358.8\ kN.$
Total Factored load $= \ 1.2(253.8) * 5 + 1.6(105) * 5 = 2360\ kN.$
Column dimension$(\ a \times b) = 60cm \times 35cm.$
Soil density $= 18(\frac{kg}{cm^2})$.
Allowable bearing capacity $q_{all} = 400\ (\frac{kN}{m^2})$

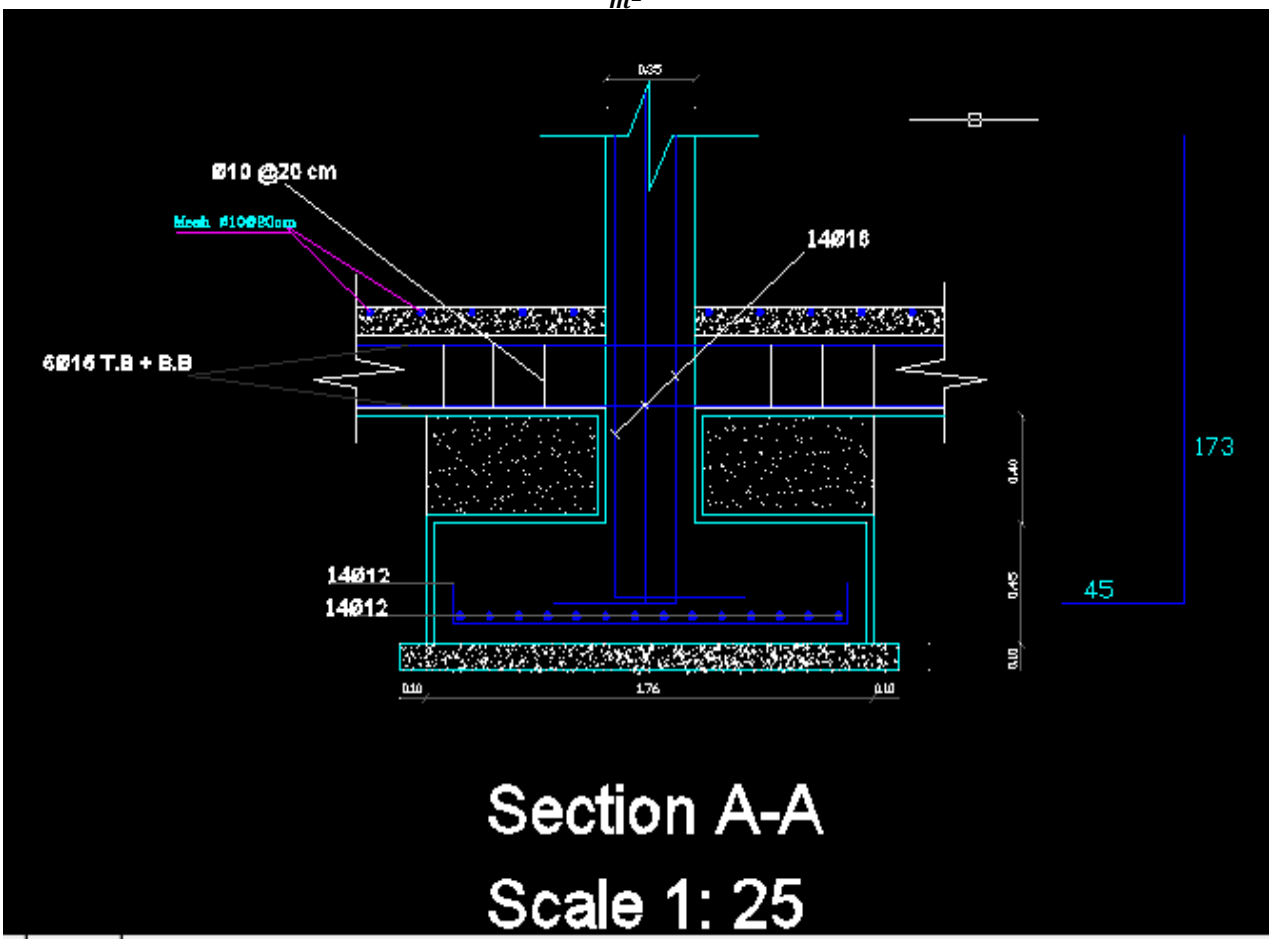


Figure (4-25): Footing Section.

Assume $h\ = 45cm.$

$$q_{\,all-net} = 400 - (25 \times 0.45) - (18 \times 0.45) = 380.65\ (\frac{kN}{m^2})$$

- **Area of footing:**

$$A = \frac{p_t}{q_{\,all-net}} = \frac{2000}{380.65} = 5.25\ m^2$$

Assume rect. Footing

Select $B = 2.3\ m$

Select $L = 2.3m$

- **Bearing pressure:**

$$q_u = \frac{2360}{2.3 \times 2.3} = 446.12\ (\frac{kN}{m^2})$$

4-10-2 Design:

- **Design of one-way shear strength:**

Critical Section at Distance d **From The Face of Column Assume** $= 60\ cm$ **.**
Bar diameter $\emptyset 14$ **for main reinforcement and 7.5 cm Cover.**

$$d = 450 - 75 - 14 = 361mm$$

$$V_u = q_u \times \left(\frac{B-a}{2} - d\right) \times L = 446.12 \times \left(\frac{2.3 - 0.6}{2} - 0.361\right) \times 2.3 = 501kN$$

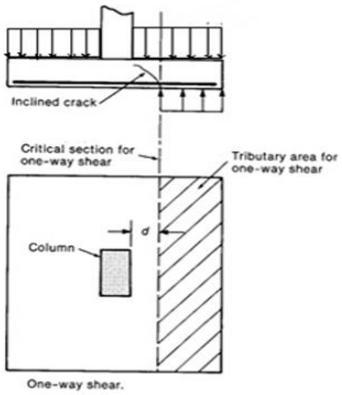


Figure (4-26): one-way shear calculation.

$$\emptyset V_C = \emptyset \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_{c'}} \times b \times d = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 2300 \times 361 = 515\ kN$$

$$\emptyset V_C = 515kN > V_u = 501\ kN - Safe$$

- **Design of Tow-way shear strength:**

$$V_u = p_u - FR_b$$

$$FR_b = q_u \times area\ of\ critical\ section$$

$$V_u = 446.12 \times [(2.3 * 2.3) - (0.35 + 0.361)(0.6 + 0.361)]$$

$$= 2055.2\ kN$$

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

1. $\emptyset V_C = \emptyset \times \frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \times \sqrt{f_{c'}} \times b_\circ \times d$
2. $\emptyset V_C = \emptyset \times \frac{1}{12}(\frac{\alpha_s}{\frac{b_\circ}{d}} + 2) \times \sqrt{f_{c'}} \times b_\circ \times d$
3. $\emptyset V_C = \emptyset \times \frac{1}{3} \times \sqrt{f_{c'}} \times b_\circ \times d$

Where:

$$\beta_c = \frac{column\ Length\ (a)}{column\ width\ (b)} = \frac{60}{35} = 1.71$$

$$b_\circ = Perimeter\ of\ critical\ section\ taken\ at\ (d/2)\ from\ the\ loaded\ area.$$

$$= 2 \times (0.35 + 0.361) + 2 \times (0.6 + 0.361) = 334.4cm$$

$$\alpha_s = 35\ for\ interior\ coulmn$$

Substituting values in equations:

$$\emptyset V_C = 0.75 \times \frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{1}\right) \times \sqrt{24} \times 3344 \times 361 = 2217.7\ kN - CONTROL$$

$$\emptyset V_C = 0.75 \times \frac{1}{12}\left(\frac{35 * 0.361}{3.344} + 2\right) \times \sqrt{24} \times 3344 \times 361 = 2135.8\ kN$$

$$\emptyset V_C = 0.75 \times \frac{1}{3} \times \sqrt{24} \times 3344 \times 361 = 1478.5\ kN$$

$$\emptyset V_C = 2217.7kN > V_u = 2055.2\ kN$$

- **Design Bending moment for long dirction:**

Critical Section at the Face of Column

$select\ \emptyset 14$

d = 450-75-14 =361mm

$$M_u = 446.4 \times 2.3 \times 0.489 \times \frac{0.489}{2} = 125.5\ kN.m$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{125.5 \times 10^6}{0.9 \times 2300 \times 361^2} = 0.465\ MPa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.58 \times 0.465}{420}}\right) = 0.00023$$

$$A_{S,req} = \rho \times b \times d = 0.0023 \times 2300 \times 511 = 638.75 mm^2$$

$$A_{Smin} = 0.0018 \times 2300 \times 450 = 1863\ mm^2$$

$$A_{S,req} = 638.75\ mm^2 < A_{Smin} = 1863\ mm^2 - OK$$

Check maximum step (S) is the smallest of:

1. $3h = 3 \times 450 = 1350\ mm$
2. $450\ mm - control$

$$Use\ 16\emptyset 14\ with\ A_{s,prov} = 1953\ mm^2 > A_{S,req} = 1863\ mm^2$$

S=(2300-75*2-16*14) / 15 = 123.4 mm

S=123.4 < Smax =450 mm, select S=100mm

Check for strain:

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{1863 \times 420}{0.85 \times 2300 \times 24} = 16.7\ mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{16.7}{0.85} = 19.61\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{361-19.61}{19.61}\right) = 0.0522 > 0.005 \ \ldots\ldots 0k$$

- **Design Bending moment for short dirction:**

Critical Section at the Face of Column

$select\ \emptyset 14$

d = 450-75-14 =361mm

$$M_u = 446.4 \times 2.3 \times 0.489 \times \frac{0.489}{2} = 125.5\ kN.m$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{125.5 \times 10^6}{0.9 \times 2300 \times 361^2} = 0.465\ MPa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.58 \times 0.465}{420}}\right) = 0.00023$$

$$A_{S,req} = \rho \times b \times d = 0.0023 \times 2300 \times 511 = 638.75 mm^2$$

$$A_{Smin} = 0.0018 \times 2300 \times 450 = 1863\ mm^2$$

$$A_{S,req} = 638.75\ mm^2 < A_{Smin} = 1863\ mm^2 - OK$$

Check maximum step (S) is the smallest of:

3. $3h = 3 \times 450 = 1350\ mm$
4. $450\ mm - control$

$$Use\ 16\emptyset 14\ with\ A_{s,prov} = 1953\ mm^2 > A_{S,req} = 1863\ mm^2$$

S=(2300-75*2-16*14) / 15 = 123.4 mm

S=123.4 < Smax =450 mm, select S=100mm

Check for strain:

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\, f'_c} = \frac{1863 \times 420}{0.85 \times 2300 \times 24} = 16.7\ mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{16.7}{0.85} = 19.61\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{361-19.61}{19.61}\right) = 0.0522 > 0.005 \ \ldots\ldots 0k$$

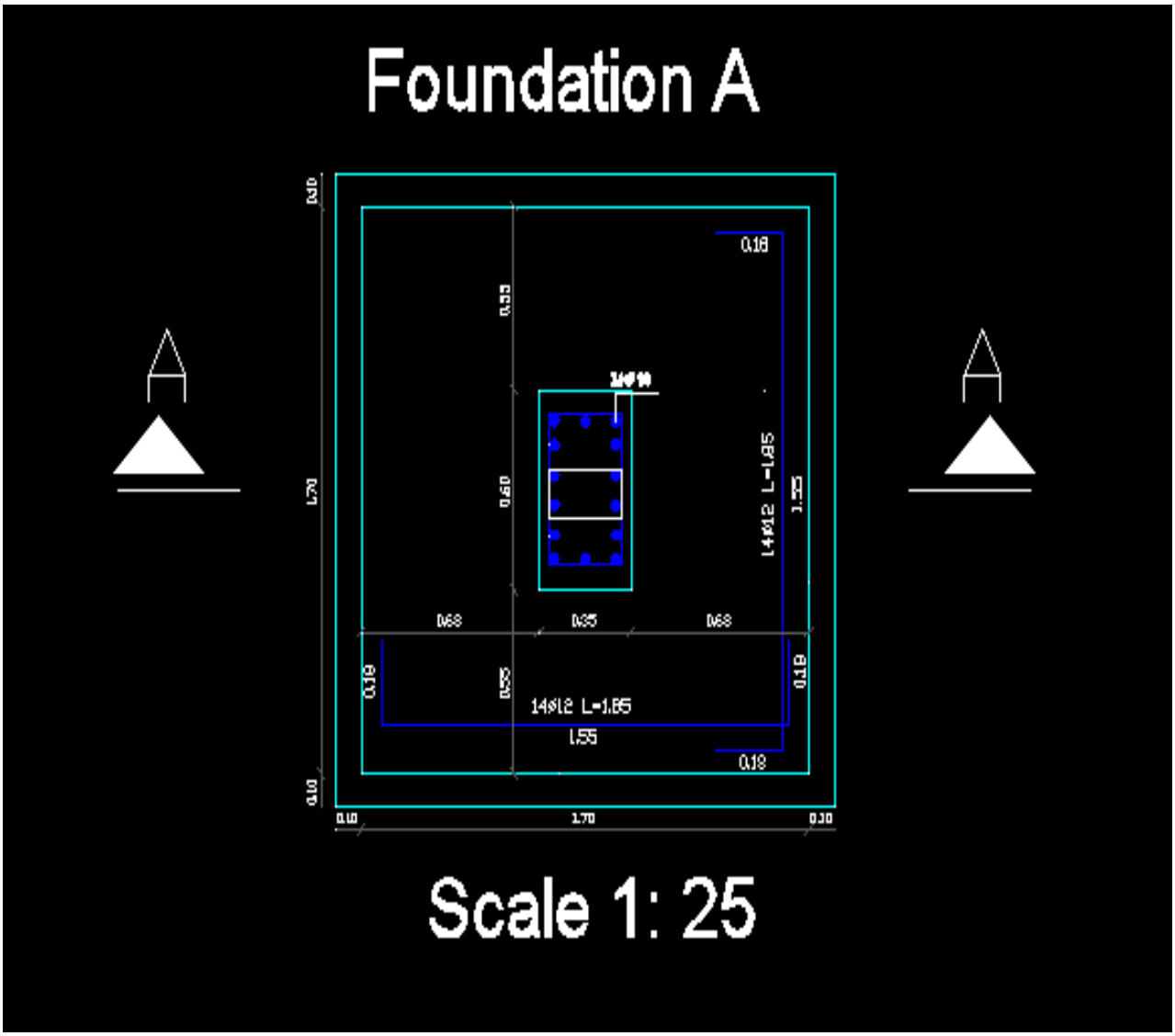


Figure (4-27): Detailing of footing.

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

٥-١ النتائج.

٥-٢ التوصيات.

٥-٣ المصادر والمراجع.

٥-١ النتائج.

من خلال هذا التجوال في هذا البحث، والتعرف على معطياته وجوانبه، تم الخروج بخلاصة هذا البحث من خلال نتائج تتمثل فيما يلي:

١) إن فهم المخططات المعمارية له دور كبير في إيجاد الحلول الإنشائية الملائمة لنوع الاستخدام في المبنى.

٢) إن القدرة على الحل اليدوي ضرورية للمصمم الإنشائي للتأكيد على حل البرامج المحسوبة وفهم طريقة عملها.

٣) التعرف على العناصر الإنشائية، وكيفية التعامل معها، ومع آلية عملها، وذلك ليتم تصميمها تصميما جيداً يحقق الأمان والقوة الإنشائية.

٤) من الصفات التي يجب ان يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أي مشكلة ممكن ان تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

٥-٢ التوصيات.

١) يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملاً إنشائياً ومعمارياً.

٢) يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.

٣) ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.

٤) يجب استكمال التصميم الكهربائي والميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.

٥-٣ المصادر والمراجع.

١. كود البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن،٢٠٠٦ م.

٢. ملاحظات الأستاذ المشرف.

٣. American Concrete Institute (A.C.I), Building code Requirement for structural concrete (ACI-318M-08).