الفصـــــــــل الثالث

الوصف الإنشائي

3

1.3 المقدمة.

2.3 هدف التصميم الإنشائي.

3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية للمبنى.

4.3 العناصر الإنشائية.

1.3 مقدمة:

من خلال الوصف المعماري الكامل للمبنى لا بد من تطبيق الأفكار و المقترحات الموجودة في التحليل المعماري في التصميم الإنشائي الذي يتماشى مع المتطلبات المعمارية والقوانين الهندسية ، إذ يعتمد التصميم الإنشائي بشكل أساسي على تصميم كافه العناصر الإنشائية بحيث تقاوم كافة الأحمال التي تؤثر عليها و بالتالي يجب وصف كافة هذه العناصر وصفاً دقيقاً يلبي متطلبات الحسابات الهندسية لهذا المشروع بالإضافة للحفاظ على التصميم المعماري وعدم تغييره.

2.3 هدف التصميم الإنشائي:

مقاومة الأحمال الخارجية من أحمال ميتة وحية وأيضا أحمال بيئية من تأثير الزلازل والرياح والثلوج ، وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

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

3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى:

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

1.3.3الأحمال:

لابد للعناصر الإنشائية التي يتم تصميمها أن تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون حدوث انهيار للمنشأة ومن هذه الأحمال: الأحمال الميتة، الأحمال الحية ، والأحمال البيئية.

1.1.3.3 الأحمال الميتة:

هي أحمال تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية والتجهيزات الثابتة فهي أحمال تلازم المبنى بشكل دائم ، ثابتة المقدار والاتجاه.

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

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

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

2.1.3.3 الأحمال الحية:

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

1-أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.

2-الأحمال الديناميكية ، كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة .

3.الأحمال الساكنة ، والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر، كأثاث البيوت ، والأجهزة والآلات الإستاتيكية غير المثبتة والمواد المخزنة و الأثاث والأجهزة والمعدات.

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي kN/m^2
1	مواقف السيارات	4
2	المخازن	3
3	الأدراج	4
4	السقوف	4
5	المطاعم	5
6	المكاتب	2
7	المستشفيات	5

الجدول (3-2) :الأحمال الحية.

3.1.3.3 الأحمال البيئية :

هي النوع الثالث من الأحمال التي يجب أخذها بعين الاعتبار عند التصميم ، وهذه الأحمال تتمثل في:

1.3.1.3.3 الرياح :

عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزاءها وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد ، وتقاس بالكيلو نيوتن لكل متر مربع(KN/m^2) ، وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض ، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة.

2.3.1.3.3 الثلوج :

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

- ارتفاع المنشأة عن سطح البحر.
- ميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج.

علو المنشأ عن سطح البحر (H) (بالمتر)	أحمال الثلوج (KN/m^2)
H< 250	0
200<H<500	(H-250) / 1000
500<H<1500	(H-400) /400
1500<H<2500	(H – 812.5) /250

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

3.3.1.3.3 الزلازل:

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة عن قوى أفقية و رأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب ، ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل ، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً ورجوعا إلى الكود المستخدم**(UBC97).**

4.3 العناصر الإنشائية:

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

1.4.3 العقدات :

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة.

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

1.البلاطات المصمتة **(Solid Slabs)** وتقسم إلى :

- العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد **(One Way Solid Slabs).**
- العقدات المصمتة ذات الاتجاهين **(Two way solid slabs)**.

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

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

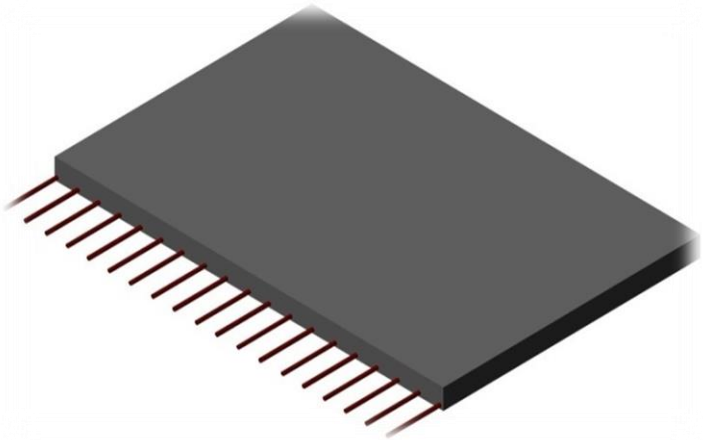
3-العقدات المسطحة **(Flat Slabs)**.

وهي عقدات تستخدم لنقل الأحمال الرأسية والأفقية مباشرة الى الأعمدة دون الحاجة لوجود جسور.

حيث تم استخدام عدة أنواع من العقدات في مشروعنا ومنها العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد ، العقدات المسطحة وعقدات العصب بكلا نوعيها.

1.1.4.3 العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One Way Solid Slabs) :

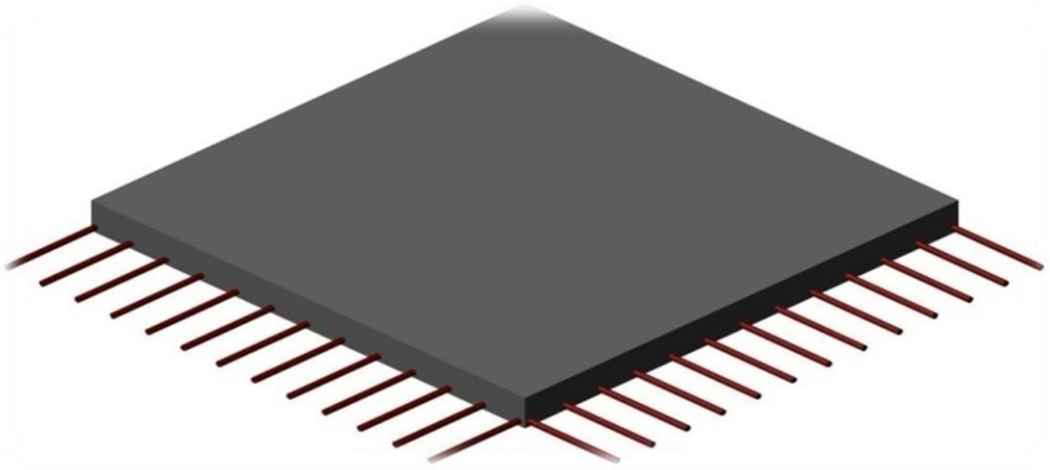
يستخدم هذا النوع من العقدات في الأماكن التي تكون فيها الاحمال عاليه واحتمالية وجود اهتزازات لا تتحملها عقدات العصب مثل عقدات بيت الدرج.



الشكل (3-1): عقدات مصمتة ذات الاتجاه الواحد.

2.1.4.3 العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab):

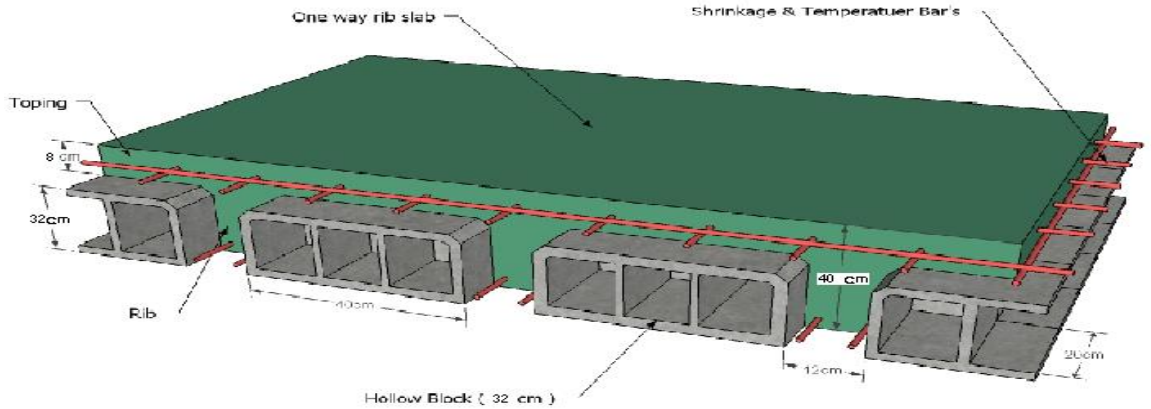
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات وذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين.



الشكل (3-2): عقدات مصمتة ذات الاتجاهين.

3.1.43 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):

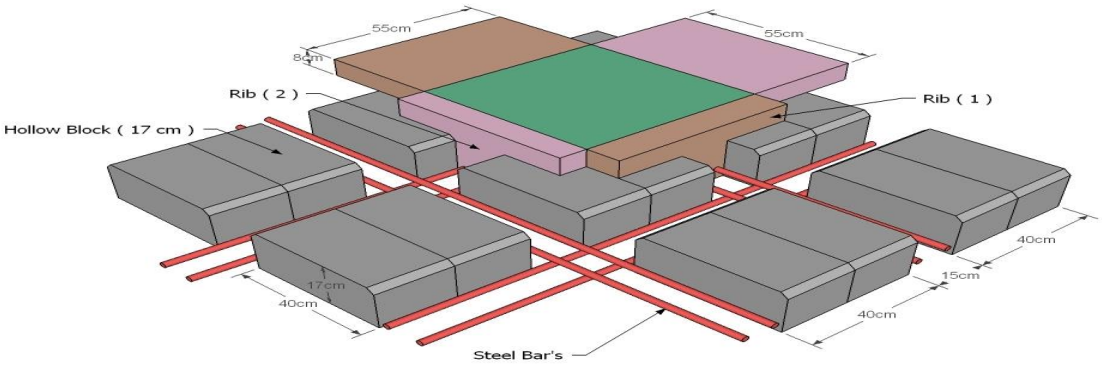
تتميز بخفة وزنها و فعاليتها ، وهي إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب ، ويكون التسليح باتجاه واحد كما في الشكل .



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

4.1.4.3 عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab):

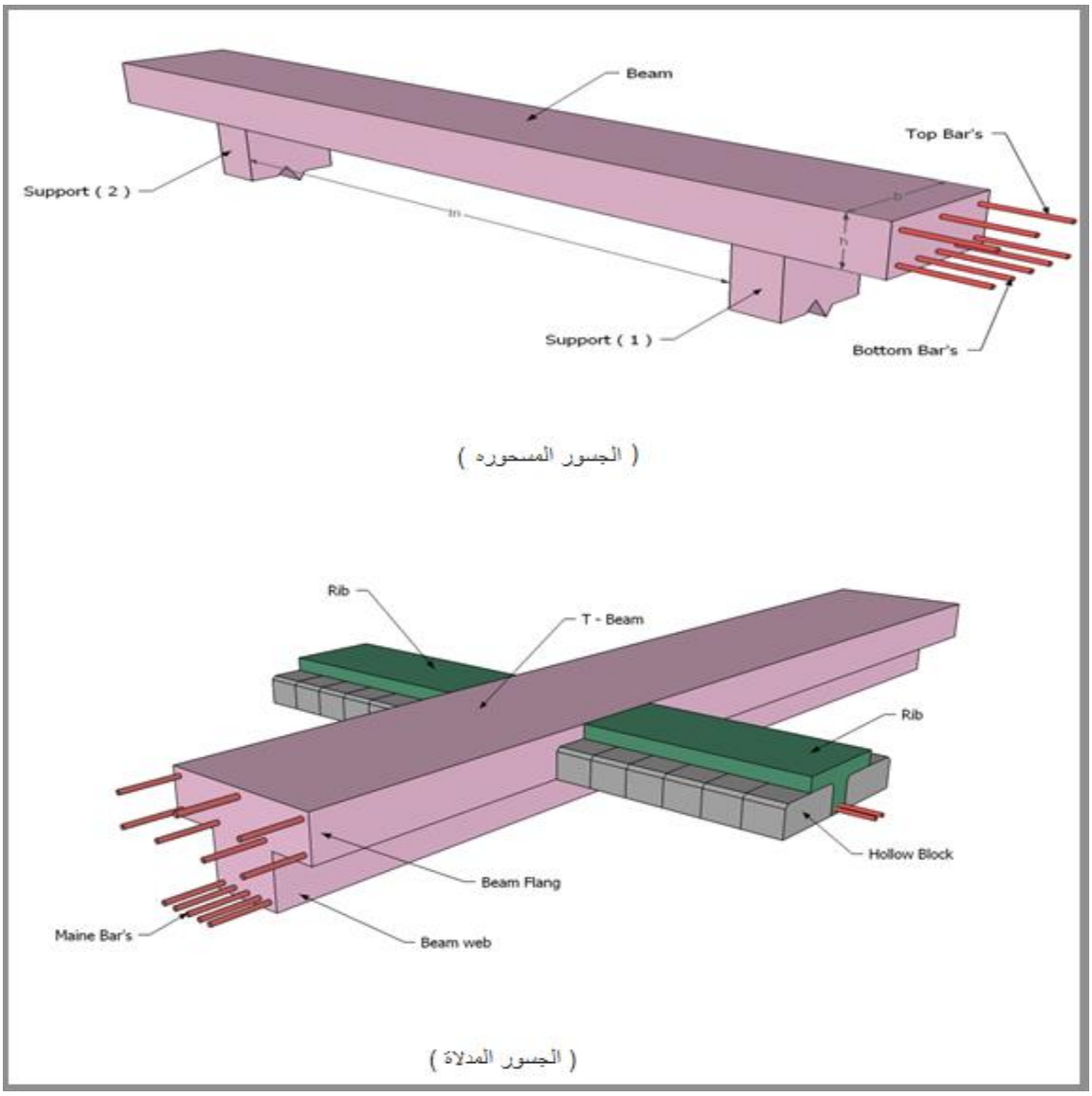
هذا النوع يتم استخدامه في عقدات الطوابق بشكل بسيط في المناطق ذات الابعاد الكبيرة وعدم القدرة على وضع الاعمدة الحاملة ، و الشكل التالي يبين العقدات ذات الإتجاهين و تكوينها الانشائي.



الشكل (3-4): عقدات العصب ذات الاتجاهين.

2.4.3 الجسور:

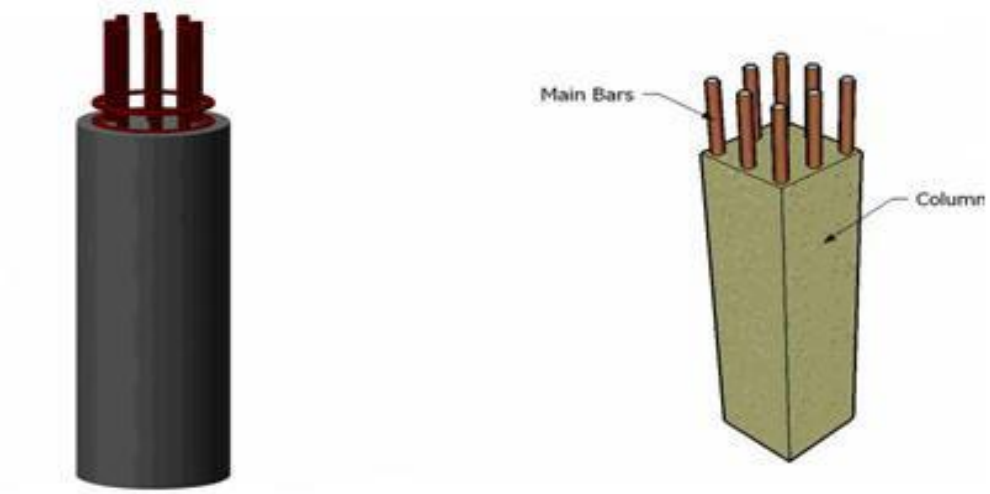
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ، وهي نوعين ، جسور مسحورة (مخفية داخل العقدات) والجسور المدلاة **(Dropped Beams)** وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل ، وفي المشروع سنقوم باستخدام الجسور المسحورة والجسور المدلاة حسب الأحمال الواقعة على الجسر وكذلك حسب الفضاءات وبعد كل جسر.



الشكل (3-5) أشكال الجسور المدلاة و المسحورة.

3.4.3 الأعمدة:

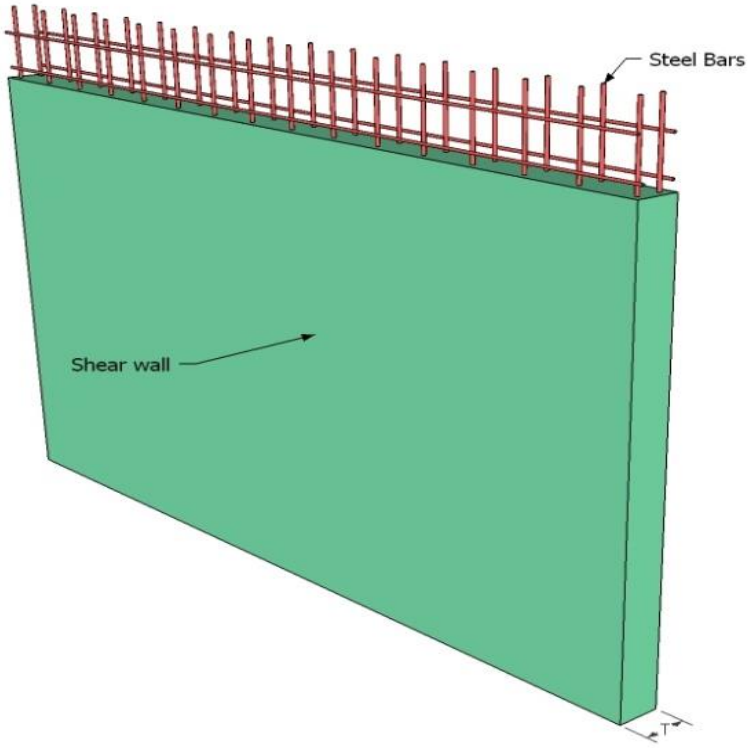
تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات ، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى ، لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ، و هي متنوعة من حيث المقطع وطريقة العمل.



الشكل (3-6)أشكال مختلفة للأعمدة.

4.4.3الجدران الحاملة (جدران القص):

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص **(shear wall)** وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية، وسوف يتم تحديد الجدران الحاملة في المبنى ، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج ، وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى ، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل كجدران قص تقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ ، ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن ، وأن تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي وآثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية.



الشكل (3-7): جدار القص.

5.4.3 الأساسات:

الأساسات هي أول ما يبدأ تنفيذها 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 ، وهي على عدة أنواع كما يلي:-

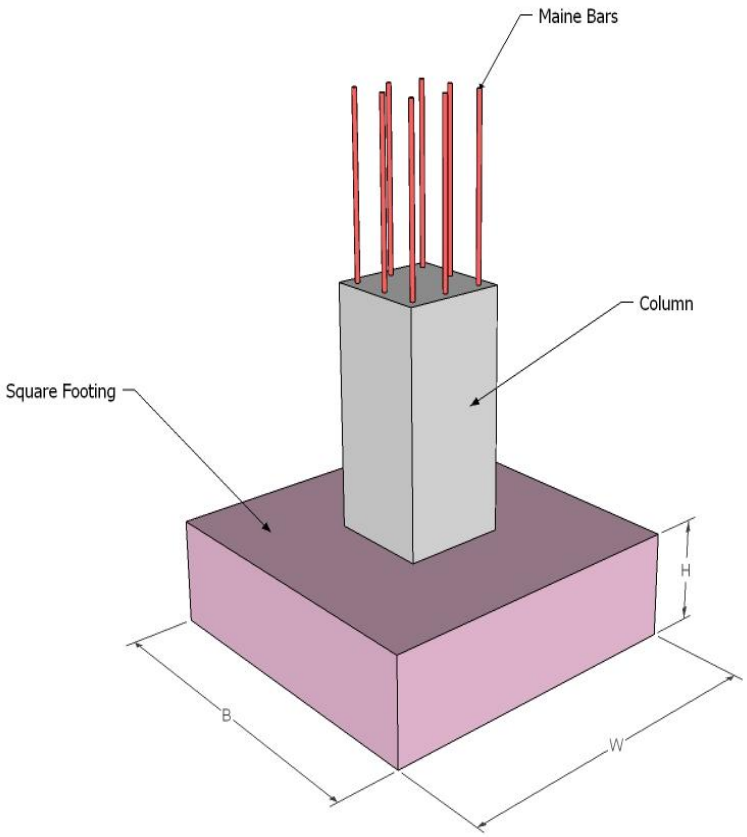
١-أساسات منفصلة.

٢-أساسات مزدوجة.

٣-أساسات شريطية.

٤-أساسات البلاطة.

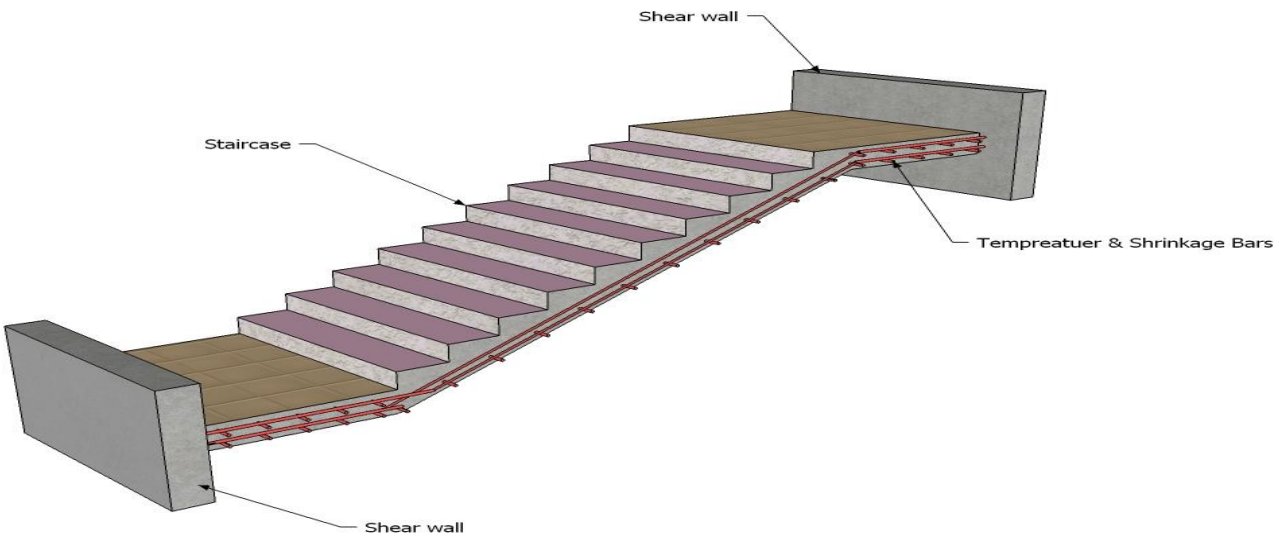
وسوف يتم استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لنوع التربة وقوة تحملها والأحمال الواقعة عليها.



الشكل (3-8) : الأساس المنفصل.

6.4.3 الأدراج:

عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسيب، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح.



الشكل (3-9): الدرج .

7.3 نظام الفواصل:

1.7.3 Expansions Joints 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 معا. وعند تحليل المنشات لدراستها كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية.

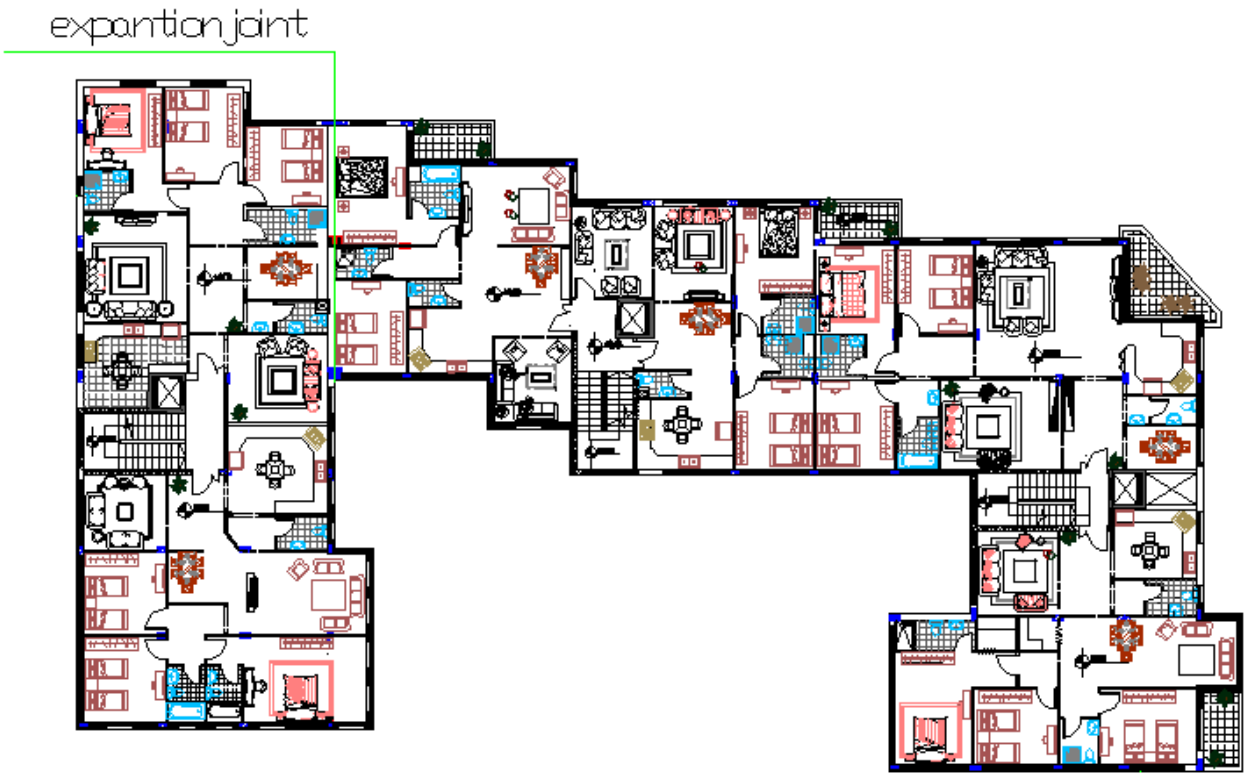
ويمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشات العادية كما يلي :

- من 40 إل 45 م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .
- من 30 إل 35 م في المناطق الحارة .
- و يمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف.

وكما يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (٣سم).

1.3.7 الفواصل الإنشائية (Construction Joint) :

يتم عمل الفواصل الإنشائية بين كتلتين لمبنى واحد بحيث تكونان مختلفتين بالارتفاع او في حال اختلاف الاحمال او بسبب اختلاف منسوب التأسيس و لمنع تأثير الهبوط نتيجة لطول المبنى وامتداده وبسبب تغير نوع التربة (ردة فعل التربة) حيث انه يتم فصل القواعد والاعمدة والميدات والأرضيات والسقوف ويستخدم أيضا عند صب نشاط أو عضو معين في المبنى الواحد على فترات زمنيه مختلفة وعدم صبه في وقت واحد .



الشكل (3-10) الفاصل الإنشائي في المبنى .

الفصـــــــــــل الخامس

النتائج والتوصيات

٥

1.5 مقدمه.

2.5 النتائج.

3.5 التوصيات.

1.5 مقدمه

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد إلى الكثير من الأمور، بعد دراسة جميع المتطلبات تم إعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة للعمارة المقترح بناؤها في مدينه الخليل .

وتم إعداد المخططات الانشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء، ويقدم هذا التقرير شرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والانشائية للمبنى.

2.5 النتائج

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.
2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
3. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الإعتبار.
4. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي $400KN/m^2$.
5. لقد تم استخدام نظام عقدات المفرغة(Ribbed Slab) في كثير من العقدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ، كما تم استخدام نظام القداة المصمتة (Solid Slab) في مناطق بيت الدرج، نظراً لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.
6. برامج الحاسوب المستخدمة:-

هناك عدة برامج حاسوب تم استخدمها في هذا المشروع وهي:-

a. AUTOCAD (2007+2015) :- و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
b. ATIR:- للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
c. Microsoft Office XP:- تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل كتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع، وإعداد الجداول المرافقة للتصميم.

7. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.
8. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

3.5 التوصيات

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم، حيث نود هنا ـ من خلال هذه التجربة ـ أن نقدم مجموعة من التوصيات، نأمل بأن تعود بالفائدة والنصح لمن يخطط لاختيار مشاريع ذات طابع إنشائي.

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية ، بحيث يتم اختيار مواد البناء مع تحديد النظام الإنشائي للمبنى، ولابد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحمل تربة الموقع، من خلال تقرير جيو تقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق الهندسي المعماري ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة، بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في كافة أنحاء المبنى؛ ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.

فهرس المحتويات Table of Contents

الصفحات الابتدائية	رقم الصفحة
تقرير مشروع التخرج	I
تقييم مشروع التخرج	II
الملخص	III
الاهداء	IV
الشكر والتقدير	V
فهرس المحتويات	VI
فهرس الجداول	VII
فهرس الاشكال	I
List of Figures	X
List of Abbreviations	XI

الفصل الاول	المقدمة	1
1-1	مقدمة	1
2-1	اهداف المشروع	2
3-1	مشكلة المشروع	2
4-1	حدود مشكلة المشروع	2
5-1	المسلمات	3
6-1	فصول المشروع	3
7-1	الجدول الزمني للمشروع	3

الفصل الثاني	الوصف المعماري	

1-2	مقدمة	6
2-2	لمحة عامة عن المشروع	6
3-2	موقع المشروع	7
4-2	وصف المساقط الأفقية للمبنى	9
5-2	الواجهات.	12
6-2	وصف الحركة	14

الفصل الثالث	الوصف الانشائي	
1-3	مقدمة	17
2-3	الهدف من التصميم الانشائي	17
3-3	الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية بالمبنى	17
6-3	العناصر الانشائية	21

Chapter 4	Structural Analysis and Design	31
4-1	**Introduction**	32
4-2	**Design Method and Requirements**	32
4-3	**Check of Minimum Thickness of Structural Member.**	33
4-4	**Design of Topping.**	34
4-5	**Design of One Way Rib Slab.**	37
4-6	**Design of Beam.**	45
4-7	**Design of Stair .**	57
4-8	**Design of Basement Wall .**	64
4-9	**Design of Isolated Footing**	68
4-10	**Design of Tow Way Rib Slab.**	73
4-11	**Design of column .**	77

الفصل الخامس	النتائج و التوصيات	
1-5	مقدمة	54
2-5	النتائج	54
3-5	التوصيات	55

فهرس الجداول

رقم الجدول	اسم الجدول	رقم الصفحة
جدول (1-1)	الجدول الزمني لمقدمة مشروع التخرج.	4
جدول (1-3)	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	18
جدول (2-3)	الأحمال الحية لعناصر المبنى وفقا للكود الأردني للأحمال.	19
جدول (3-3)	أحمال الثلوج حسب الإرتفاع عن سطح البحر.	20
جدول (1-4)	**Determination of thickness for ribs from maximum values of cases.**	33
جدول (2-4)	**Dead Load calculations on topping.**	35
جدول (3-4)	**Dead Load calculations of rib.**	41
جدول (4-4)	**Calculation of the total dead for flight .**	49
جدول (4-5)	**Calculation of the total dead for landing.**	58

فهرس الأشكال

رقم الشكل	اسم الشكل	رقم الصفحة
الشكل (2-1)	الموقع العام للمشروع.	7
الشكل (2-2)	المسقط الأفقي لطابق التسوية.	9
الشكل (2-3)	المسقط الأفقي للطابق الأرضي.	10
الشكل (2-4)	المسقط الأفقي للطوابق من الأول للسادس .	11
الشكل (2-5)	الواجهة الشمالية .	12
الشكل (2-6)	الواجهة الشرقية.	13
الشكل (2-7)	المقطع A-A.	14
الشكل (2-8)	المقطع B-B.	15
الشكل (3-1)	العقدات المصمتة ذات الإتجاه الواحد One way solid slab.	22
الشكل (3-2)	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين .	22
الشكل (3-3)	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد..	23
الشكل (3-4)	عقدات العصب ذات الاتجاهين.	23
الشكل(3-5)	المقاطع المختلفة للجسور في العقدات .	24
الشكل(3-6)	أنواع الأعمدة المستخدمة في المشروع.	25
الشكل (3-7)	جدار قص.	26
الشكل (3-8)	أساسات مفردة (Isolated Foundation).	27
الشكل (3-9)	الدرج.	28
الشكل (3-10)	الفاصل الانشائي بالمبنى .	29

List of Figures

Figure #	Description	Page #
(4-1)	Topping load and Moment diagram .	34
(4-2)	Topping of one way Rib slab .	35

(4-3)	**One way Rib slab .**	37
(4-4)	**Rib 7 in first floor .**	37
(4-5)	**Dead and live load in the rib 7**	38
(4-6)	**Rib geometry and loads**	38
(4-7)	**Reaction of rib 7 (live and dead)**	38
(4-8)	**Shear and moment diagram in rib 7**	38
(4-9)	**geometry of one rib slab .**	40
(4-10)	**Beam geometry**	45
(4-11)	**Load of the beam.**	46
(4-12)	**Shear and moment diagram in the beam.**	46
(4-13)	**stairs.**	54
(4-14)	**Moment and shear in the stairs .**	55
(4-15)	**Structural detaling of stairs .**	60
(4-16)	**Moment and Shear Diagram in Basement**	61
(4-17)	**Reinforcement for Basement Wall .**	64
(4-18)	**Detailing of footing .**	69
(4-19)	**the statically system of two way ribbed slab .**	70

List of Abbreviations

- Ac = area of concrete section resisting shear transfer.
- As = area of non-prestressed tension reinforcement.
- $A_s^{\sim}$ = area of non-prestressed compression reinforcement.
- Ag = gross area of section.
- Av = area of shear reinforcement within a distance (S).
- At = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- b = width of compression face of member.
- bw = web width, or diameter of circular section.
- C_c = compression resultant of concrete section.
- C_s = compression resultant of compression steel.
- DL = dead loads.
- d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- Ec = modulus of elasticity of concrete.
- $f_c^{\sim}$ = compression strength of concrete.
- fy = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- h = overall thickness of member.
- Ln = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- LL = live loads.
- Lw = length of wall.
- M = bending moment.
- Mu = factored moment at section.
- Mn = nominal moment.
- Pn = nominal axial load.
- Pu = factored axial load.
- S = Spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- Vc = nominal shear strength provided by concrete.
- Vn = nominal shear stress.
- Vs = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- Vu = factored shear force at section.
- Wc = weight of concrete.
- W = width of beam or rib.
- Wu = factored load per unit area.
- Φ = strength reduction factor.
- ε_c = compression strain of concrete = 0.003.
- ε_s = strain of tension steel.
- $\acute{\varepsilon}_s$ = strain of compression steel.
- ρ = ratio of steel area.

CHAPTER

4

DESIGN OF STRUCTURAL MEMBERS

4-2 Design Method and Requirements.
4-3 Check of Minimum Thickness of Structural Member.
4-4 Design of Topping.
4-5 Design of One Way Rib Slab.
4.6 Design of Beam.
4.7 Design of stair.
4.8 Design of Basement Wall.
4.9Design of isolated footing.
4.10Design of two way ribbed slab.
4.11 Design of column.

4-1 **Introduction**

Many structures are built of reinforced concrete: bridges, buildings, retaining walls, tunnels and others.

Reinforced concrete is logical union of two materials: plain concrete, which possesses high compressive strength but little tensile strength, and steel bars embedded in the concrete, which can provide the needed strength in tension.

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

Understanding of reinforced concrete behavior is still far from complete, building codes and specifications that give design procedures are continually changing to reflect latest knowledge.

Structural concrete can be classified into: -

Lightweight concrete with unit weight from about 1350 to 1850 kg/m3.

Normal weight concrete with unit weight from about 1800 to 2400 kg/m3.

Heavyweight concrete with unit weight from about 3200 to 5600 kg/m3.

4-2 Design Method and Requirements

The design strength provided by a member is calculated in accordance with the requirements and assumptions of **ACI_code (318_08)**.

- ✓ **Strength design method: -**

In ultimate strength design method, the service loads are increased by factors to obtain the load at which failure is considered to be occurring.
This load called factored load or factored service load. The structure or structural element is then proportioned such that the strength is reached when factored load is acting. The computation of this strength takes into account the nonlinear stress-strain behavior of concrete.
The strength design method is expressed by the following,
Strength provided ≥ strength required to carry factored loads.
NOTE: -

The statically calculation and the key plans dependent on the architectural plans.

- Code: -
  ACI 2008
  UBC
- Material: -
  Concrete: -B300
  $fc' = 30 N / mm^2 (MPa)$ For circular section

but for rectangular section ($fc' = 30 * 0.8 = 24 MPa$).

Reinforcement steel: -

The specified yield strength of the reinforcement {fy = 420 N/mm² (MPa).

- ✓ **Factored loads: -**

The factored loads for members in our project are determined by: -

$W_u = 1.2\ D_L + 1.6\ L_L$ **ACI-code-318-08(9.2.1)**

4.3 Check of minimum thickness of structural member :

	Minimum thickness , h			
	Simply supported	One end continuous	Both end continuous	Cantilever
Member	Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflection			
Solid one way Slabs	L/20	L/24	L/28	L/10
Beams or ribbed one way slabs	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Table (4.1): Check of minimum thickness of structural members

For rib :

h min =L /18.5 = 3.64/18.5=19.7 cm " One end continuous ".

h min =L /18.5 = 3.44/18.5=18.6 cm " One end continuous ".

h min =L /21 = 3.39/21 =16.1 cm " Both ends continuous ".
select : 32 cm thickness with 24 cm block and 8 toping .

For beam :

h min =L/18.5=4.3/18.5=23.2 cm " One end continuous ".

h min =L/18.5=4.5/18.5=24.3 cm " One end continuous ".

h min =L/21=3.4/21=16.2 cm " Both ends continuous ".

select h=32 cm with no drops.

4.4 Design of topping:

✓ **Statically system for topping** :

Consider the topping as strip of (1m) width, and span of mold length with both end fixed in the ribs

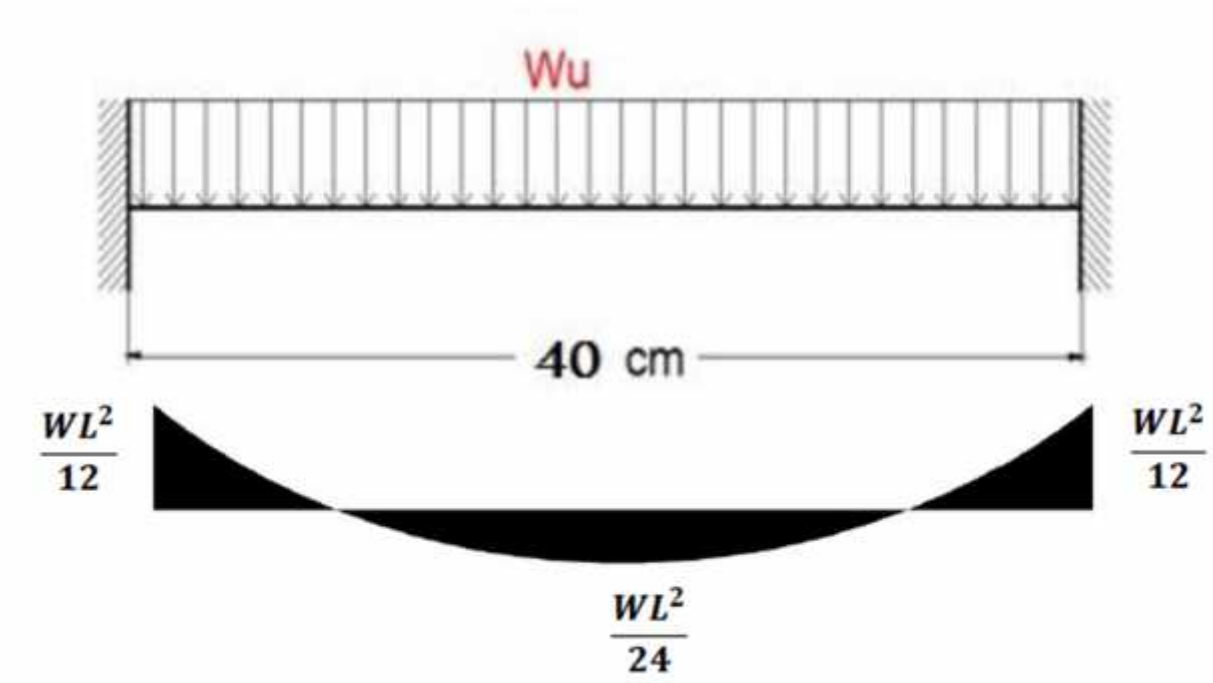


Fig 4.1: topping load and moment diagram.

For the topping , the total dead load to be used in the analysis and design is calculated as follows:

No.	Parts of Rib	Calculation
1	**Tiles**	0.03*23= 0.69 KN/m/rib
2	**Mortar**	0.03*22= 0.66 KN/m/rib
3	**Coarse Sand**	0.07*17= 1.19 KN/m/rib
4	**Topping**	0.08*25= 2 KN/m/rib
5	**Partitions**	2.3 *1= 2.3 KN/m/rib
		Sum = 6.84KN/m/rib

Table (4 – 2) Dead load calculation for topping.

Design of topping for ribbed slab as a plain concrete section :-

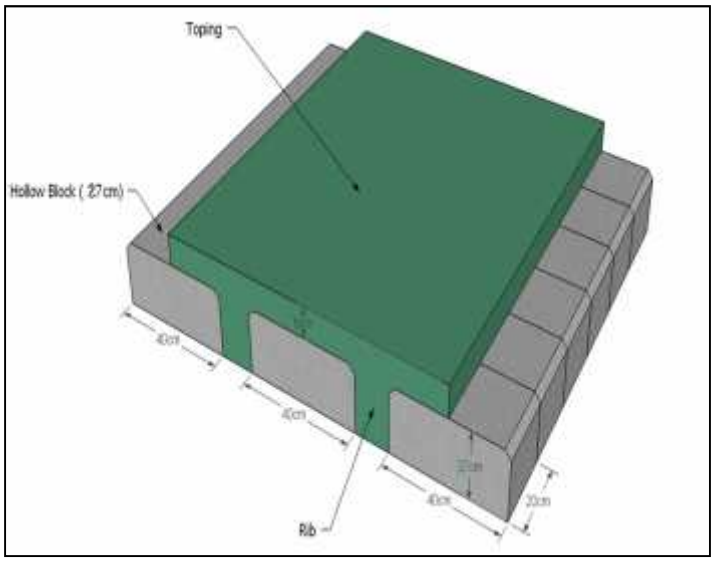


Fig. (4-2) : Topping of one way rib slab

Nominal total dead load = 6.84 KN/m2.

Nominal total live load = 2 KN/m2.

Wu = 1.2×D+1.6×L = 1.2*6.84+1.6*2 =11.41 KN (total factored load).

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12} = \frac{11.41 * 0.4^2}{12} = 0.152 \text{ KN. m}$$

$$\emptyset M_n = 0.55 * 0.42 * \sqrt{24} * 1000 * 80^2/6 = 1.207 \text{ KN. m}$$

$$\emptyset M_n = 1.207 \text{ KN. m} > M_u = 0.152 \text{ KN. m} \text{ ok}$$

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

For the shrinkage and temperature reinforcement :-

$$\rho = 0.0018$$

$$A_s = \rho * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144 \text{ mm}^2.$$

∴ Use □ 8 @ 20 cm .

Step (S) is the smallest of:

3h = 3×80 =240 mm control ACI 10.5.4 .

450mm.

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

$$S = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) = 380\left(\frac{280}{\frac{2}{3}420}\right) = 380 \text{ mm}$$

Use □ 8 @ 20 cm in both directions , S = 200 mm <Smax = 240 mm ok

Check shear strength :

$$V_u = \frac{Wu * l}{2} = \frac{11.41 * 0.4}{2} = 2.282 \text{ KN.m}$$

$$\emptyset * Vc = \frac{0.75}{6} * \sqrt{24} * 1 * 80 = 49 \text{ KN}$$

49 2.282

∴ No shear reinforcement is requirement .

4.5) Design Of Rib(7) :

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

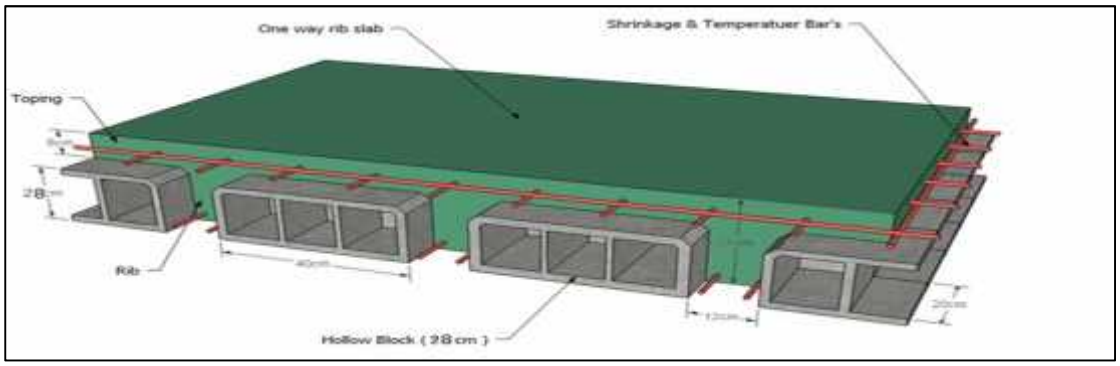


Fig. (4-3) : One way rib slab

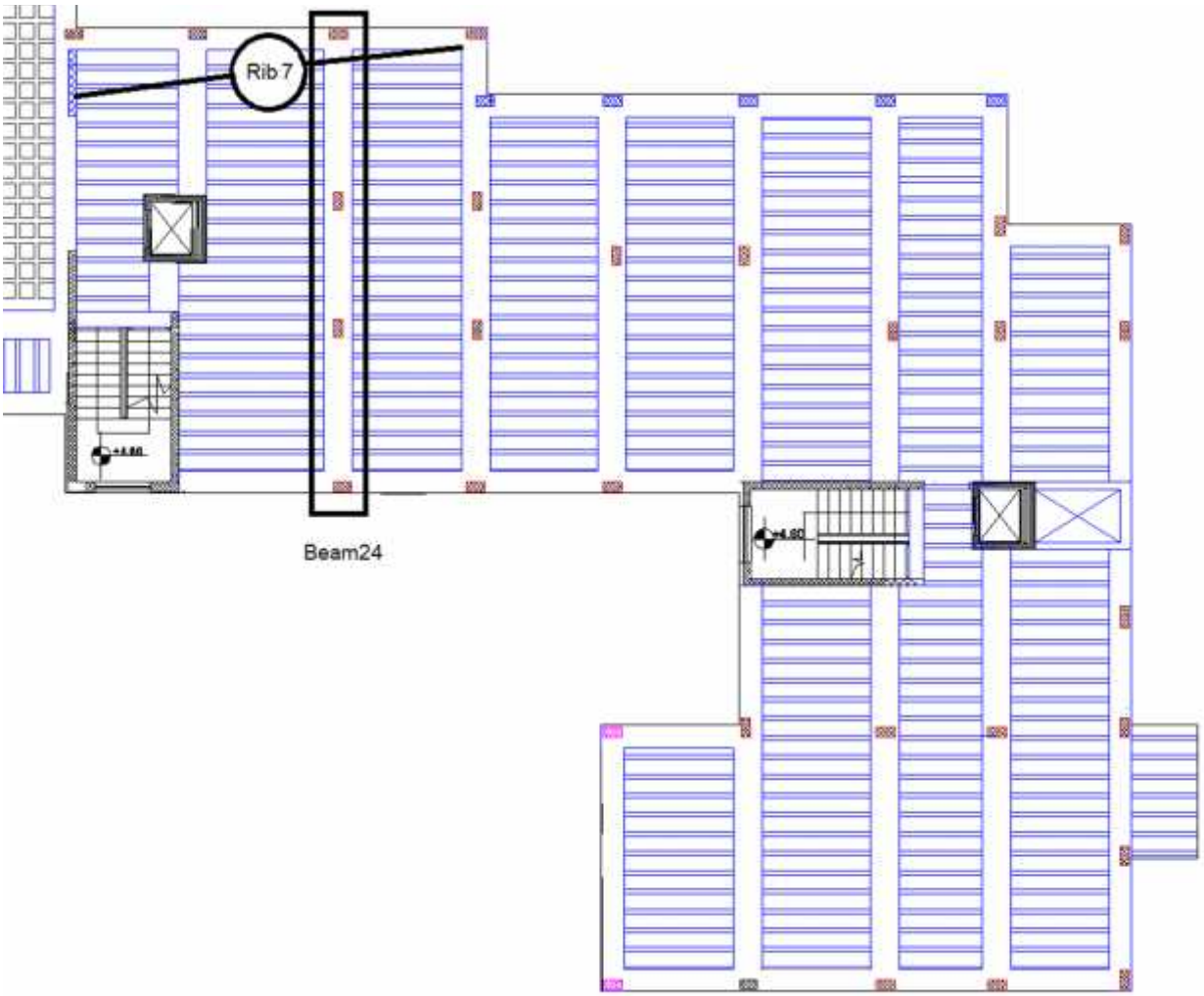


Fig 4.4: Rib(7) in first floor.

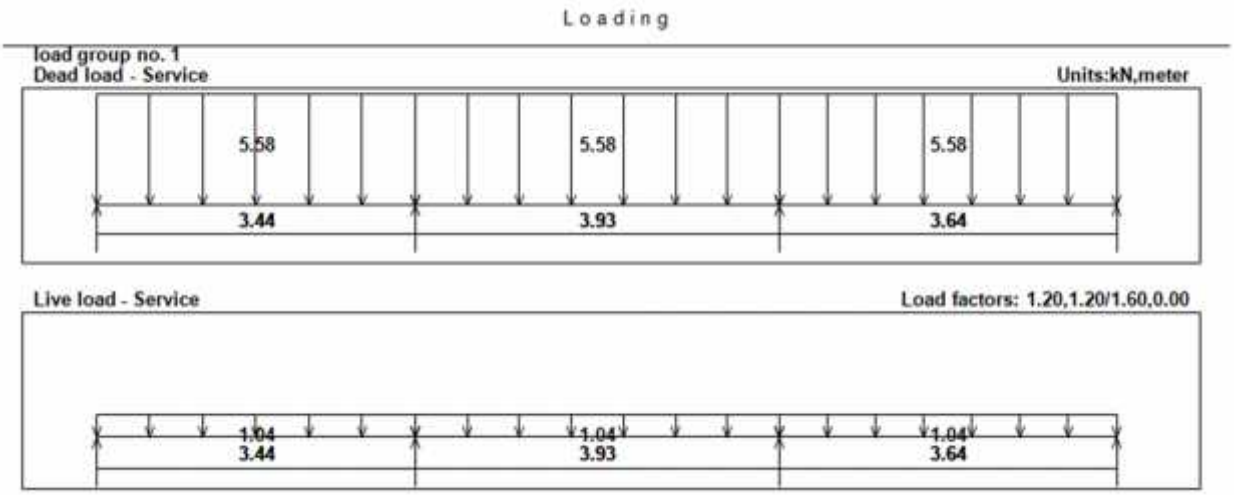


Fig 4.5: Dead and Live load in the Rib(7) .

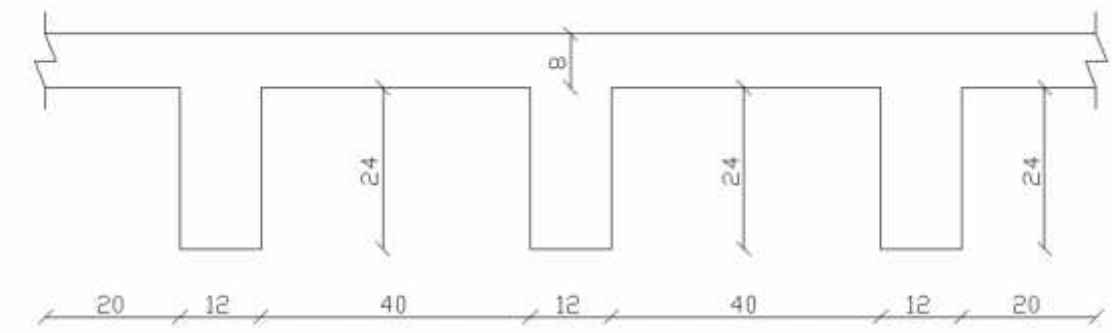


Fig 4.6: Geometry of Rib(7) and it's dimension.

Reactions

Factored

DeadR	8.92	27.06	28.22	9.51
LiveR	2.61	7.29	7.5	2.73
Max R	11.54	34.36	35.72	12.24
Min R	8.53	30.11	31.36	9.15
Service				
DeadR	7.44	22.55	23.52	7.93
LiveR	1.63	4.56	4.69	1.7
Max R	9.07	27.11	28.2	9.63
Min R	7.19	24.46	25.48	7.7

Fig 4.7 : Reactions of Rib(7) (live and dead).

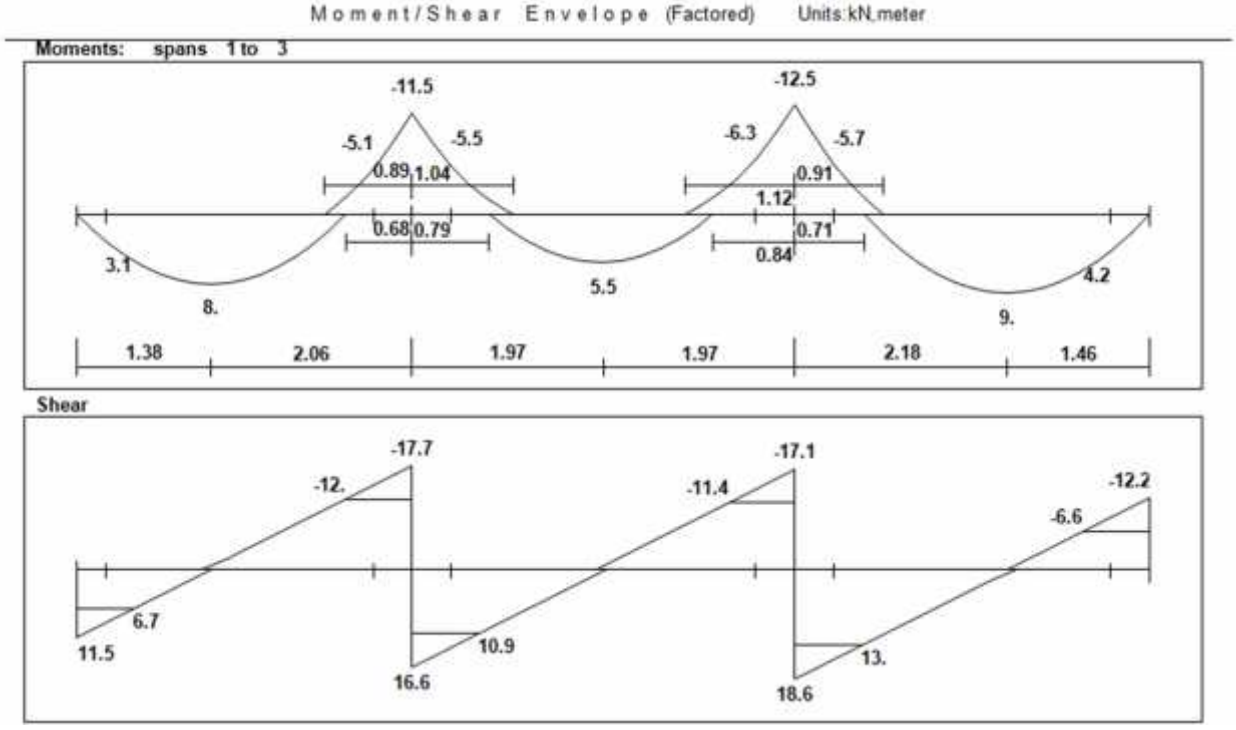
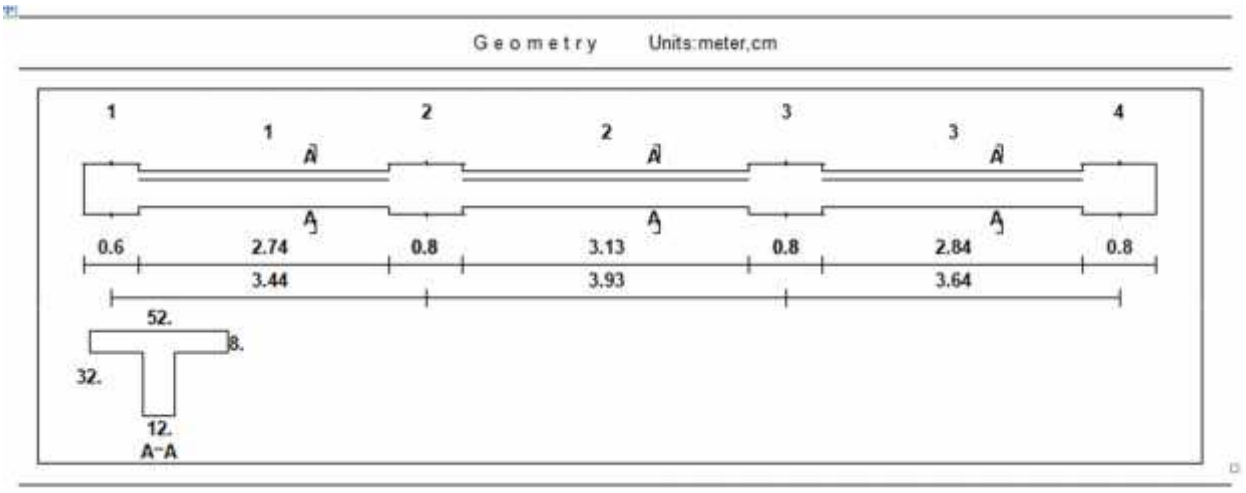


Fig 4.8 : Moment and Shear diagram of Rib(7) .

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

No.	Material	Quality Density KN/m³	Calculation		
1	Tile	23	0.52×0.03×23 =0.359		
2	Mortar	22	0.52×0.03×22 =0..343		
3	Sand	17	0.52×0.07×17 = 0.619		
4	Topping	25	0.52×0.08×25 = 1.04		
5	Rib	25	0.24×0.12×25 = 0.72		
6	Block	10	0.4×0.24×10 = 0.96		
7	Plaster	22	0.52×0.02×22 =0.343		
8	Partitions	2.3	2.3×0.52 = 1.196		
			∑=	5.58	KN/m/rib

Table (4 – 3) Calculation of the total dead load for one way rib slab.



Fig(4 – 9) Geometry for one way rib slab.

L = 2*0.52 = 1.04 KN/m

Wu = 1.2*D+1.6*L = 1.2*5.58+1.6*1.04 = 8.36 KN/m.

- Effective Flange Width (b_E):-ACI-318-11 (8.10.2)

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

  = L (smallest span) / 4 = 3.44/ 4 = 86 cmbe

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

  be ≤ center to center spacing between adjacent beams = 52 cm. Control

  For T-section = 52cm .

Design of Rib (7):-

✓ Moment Design for (R 7):-

Design of Positive Moment:-

4.5.1 Design of Positive Moment :-(Mu=8KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - dstirrups$-\frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 284$ mm

Check if a >hf to determine whether the section will act as rectangular or T- section.

Mnf =$0.85.\, f'_c.\, b_e.\, h_f.\, (d - \frac{h_f}{2})$

= $0.85 \times 24 \times 0.52 \times 0.08 \times \left(0.284 - \frac{0.08}{2}\right) \times 10^3 = 207.06$ KN. m

Mnf>$\frac{M_u}{\varphi} = \frac{8}{0.9}$ = 8.88 KN.m , the section will be designed as rectangular section

with be =520 mm.

$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{8\times10^6}{0.9\times520\times284^2} = 0.212$ Mpa

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.212}{420}}\right) = 0.000507$

As,req = ρ.b.d = 0.000507 ×520×284 = 74.87 mm2

Check for As min:-

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

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(284) = 99.38 mm^2$$

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

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(284) = 113.6 mm^2 \quad \text{controls}$$

Asreq= 74.87 mm2 <Asmin= 113.6 mm2

Use 2 ø 10 , As,provided = 2*78.5 = 157 mm2 >As,required= 113.6 mm2 Ok

$$S = \frac{120-40-20-(2\times10)}{1} = 40 \text{ mm} > d_b = 10 > 25\ mm \qquad ok$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{157\times420}{0.85\times520\times24} = 6.22 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.32 \text{mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d-x}{x} = 0.003\ \frac{284-7.32}{7.32} = 0.113 > 0.005 \qquad 0k$$

4.5.2 Design of Positive Moment :- (Mu= 5.5 KN.m)

$$d = h\text{- cover - dstirrups} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 284 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{5.5\times10^6}{0.9\times520\times284^2} = 0.146 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\ 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}} = \frac{1}{20.6}\ 1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.146}{420}} = 0.00035$$

As,req = ρ.b.d = 0.00035×520×284 = 51.69 mm2

Check for As min

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

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(284) = 99.38mm^2$$

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

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(284) = 113.6mm^2 \quad \text{controls}$$

Asre q= 51.69 mm2 <Asmin= 113.6 mm2

Use 2 ø 10 , As,provided = 2*78.5=157 mm2 >As,required = 113.6 mm2 Ok

$$S = \frac{120-40-20-(2\times10)}{1} = 40\ mm > d_b = 10 > 25\ mm \text{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{157\times420}{0.85\times520\times24} = 6.22\ mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.32\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d-x}{x} = 0.003\ \frac{284-7.32}{7.32} = 0.113 > 0.005 \qquad 0k$$

4.5.3 Design of Positive Moment :- (Mu=9KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

$$d = h\text{- cover - dstirrups} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 284\ mm$$

$$Rn = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{9\times10^6}{0.9\times520\times284^2} = 0.24\ Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.24}{420}}\right) = 0.000575$$

As,req = ρ.b.d = 0.000575×520×284 = 84.92 mm2

Check for As min:-

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

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(284) = 99.38 mm^2$$

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

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(284) = 113.6 mm^2 \quad \text{controls}$$

As req = 84.92 mm2 < As min = 113.6 mm2

Use 2 ø 10 , As provided = 2*78.5 =157 mm 2 > As required = 113.6 mm2 Ok

$$S = \frac{120-40-20-(2\times10)}{1} = 40 \text{ mm} > d_b = 10 > 25 \text{ mmOK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{157\times420}{0.85\times520\times24} = 6.22 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.32 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d-x}{x} = 0.003\ \frac{284-7.32}{7.32} = 0.113 > 0.005 \qquad 0k$$

Design of Negative Moment:-

4.5.4 Design of Negative Moment :- (Mu=-5.5 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

$$d = h\text{- cover - dstirrups} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 284 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{5.5\times10^6}{0.9\times120\times284^2} = 0.631 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\ 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}} = \frac{1}{20.6}\ 1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.631}{420}} = 0.00153$$

As,req = ρ.b.d = 0.00153 ×120×284 =52.14 mm2

Check for As min:-

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

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(284) = 99.38m^2$$

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

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(284) = 113.6mm^2 \qquad \text{controls}$$

As req= 52.14 mm2 < As min= 113.6 mm2

Use 2 ø 12 , As provided= 2*113.1 = 226.2 mm2 > As required= 113.6 mm2 Ok

$$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 36\ mm > d_b = 12 > 25\ mm \text{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{226.2\times420}{0.85\times120\times24} = 38.8\ mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{38.8}{0.85} = 45.65\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d-x}{x} = 0.003\ \frac{284-45.65}{54.65} = 0.0156 > 0.0050k$$

4.5.5 Design of Negative Moment :- (Mu=-6.3KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

$$d = h\text{- cover - dstirrups} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 284\ mm$$

$$Rn = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{6.3\times10^6}{0.9\times120\times284^2} = 0.72\ Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.72}{420}}\right) = 0.0017$$

As,req = ρ.b.d = 0.0017 ×120×284 = 57.94 mm2

Check for As min:-

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

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(284) = 99.38 m^2$$

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

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(284) = 113.6 mm^2 \qquad \text{controls}$$

As req = 57.94 mm2 > As min= 113.6 mm2 OK

Use 2 ø12 ,As provided= 226.2 mm2 > As required = 113.6 mm2 Ok

$$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 36 \text{ mm} > d_b = 12 > 25 \text{ mm OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{226.2\times420}{0.85\times120\times24} = 38.8 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{38.8}{0.85} = 45.65 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d-x}{x} = 0.003\ \frac{284-45.65}{45.65} = 0.0.0156 > 0.005 \qquad 0k$$

✓ Shear Design for (R 7):-

Vu at distance d from support= 13 KN (for Span3)

Shear strength Vc, provided by concrete for the joists may be taken 10% greater than for beams. This is mainly due to the interaction between the slab and closely spaced ribs.(ACI, 8.13.8).

$$Vc = \frac{1.1}{6}\sqrt{f'_c}\,b_w d = \frac{1.1}{6}\sqrt{24} \times 120 \times 284 \times 10^{-3} = 30.61 \text{ KN}$$

øVc =0.75×30.61 =22.96 KN

0.5 øVc =0.5×22.96 =11.48 KN

0.5 øVc< Vu<øVc

11.48 < 13 < 22.69 ok

Min shear reinforcements is required except for concrete joist construction
So , No shear reinforcements is provided.

4.6 Design Beam (24) at the Basement Floor Slab :

Material :-

concrete B300 Fc' = 24 N/mm2

Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm2

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

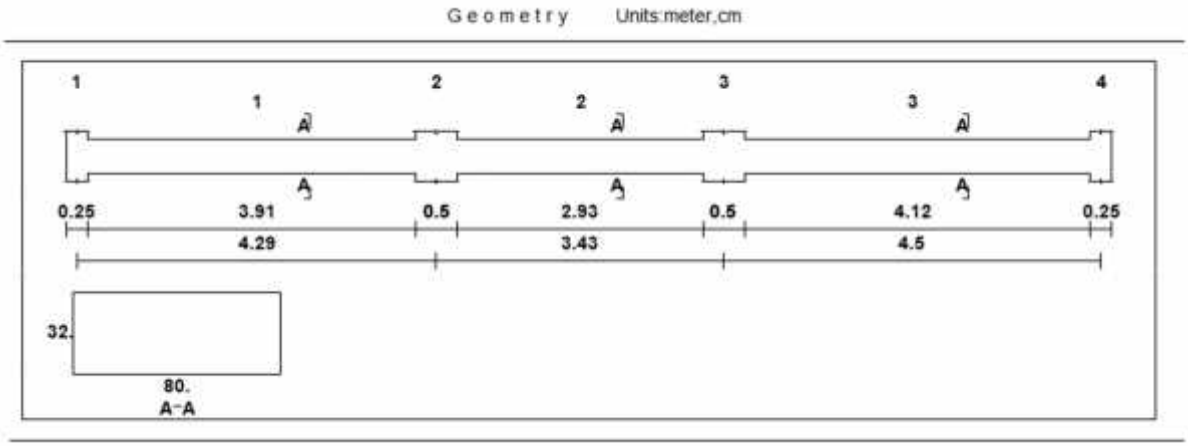


Fig. (4-10) : Beam geometry.

Load of beam :-

Load of this beam come from reaction of Rib 7,8,9,10,11& Rib12 as following :

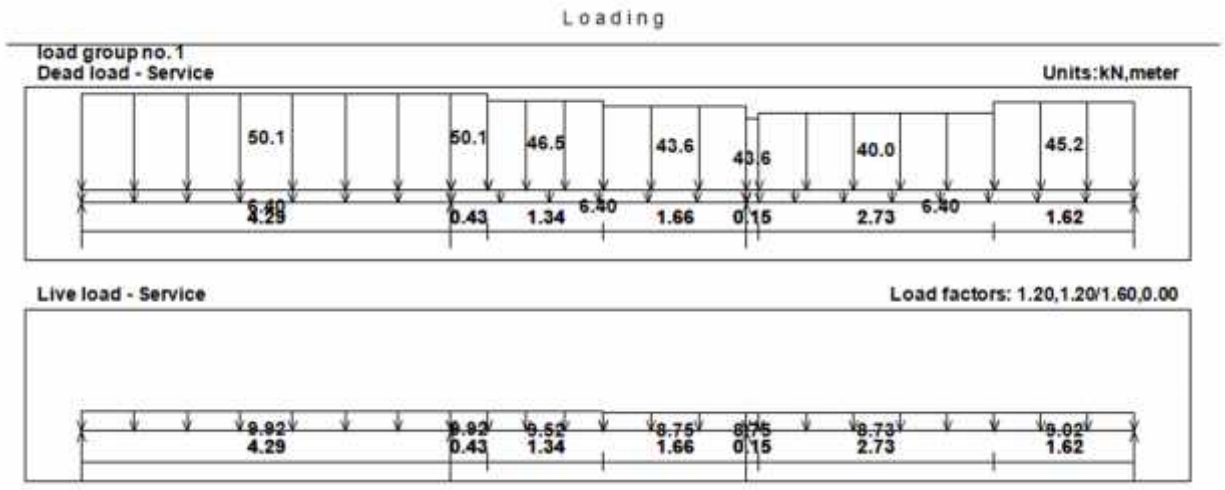


Fig. (4-11) : Load of the beam.

» Self-weight of beam = (0.32*0.8) *25 = 6.4 KN/m

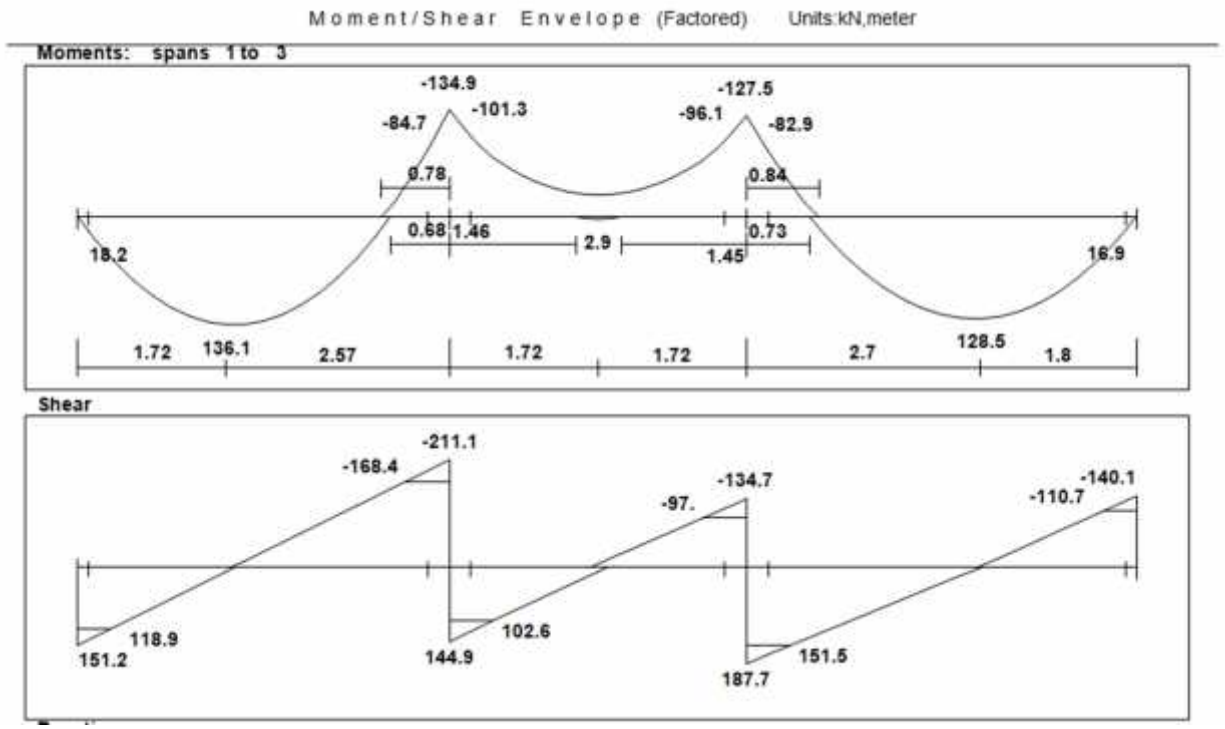


Figure (4-12) :Moment & Shear Diagram in beam.

✓ Load Calculations:-

Dead Load Calculations for Beam(B 24):-

The distributed Dead and Live loads acting upon B24 can be defined from the support reactions

R7,R8,R9,R10,R11,R12.

From Rib7

The maximum support reaction from Dead Loads for R7 upon B24 is23.52Kn.

self-weight = 0.8*0.32*25= 6.4 KN

DL =23.52/ 0.52= 45.23+6.4 = 51.63 KN/m

From Rib8

The maximum support reaction from Dead Loads for R8 upon B24 is20.81Kn.

self-weight = 0.8*0.32*25= 6.4 KN

DL =20.81/ 0.52= 40.02+6.4 = 46.42 KN/m

From Rib9

The maximum support reaction from Dead Loads for R9 upon B24 is22.68 KN.

self-weight = 0.8*0.32*25= 6.4 KN

DL =22.68 / 0.52= 43.62 + 6.4 = 50.02 KN/m

From Rib10

The maximum support reaction from Dead Loads for R10 upon B24 is 22.67KN.

self weight = 0.8*0.32*25= 6.4 KN

DL =22.67/ 0.52= 43.60 + 6.4 = 50 KN/m

From Rib11

The maximum support reaction from Dead Loads for R11 upon B24 is24.22 Kn.

self-weight = 0.8*0.32*25= 6.4 KN

DL =24.22/ 0.52= 46.58 +6.4 = 52.98 KN/m

From Rib12

The maximum support reaction from Dead Loads for R12 upon B24 is26.09Kn.

self-weight = 0.8*0.32*25= 6.4 KN

DL =26.09/ 0.52= 50.17+6.4 = 56.57 KN/m.

Live Load calculations for Beam (B 24):-

From Rib7

The maximum support reaction from Live Loads for R7 upon B24 is 4.69KN The distributed Live Load from the Rib 7 on B24.

LL =4.69/ 0.52= 9.02 KN/m.

From Rib8

The maximum support reaction from Live Loads for R8 upon B24 is 4.54KN The distributed Live Load from the Rib 8 on B24.

LL =4.54/ 0.52= 8.37KN/m.

From Rib9

The maximum support reaction from Live Loads for R9 upon B24 is 4.55KN The distributed Live Load from the Rib 9 on B24.

LL =4.55/ 0.52= 8.75KN/m.

From Rib10

The maximum support reaction from Live Loads for R10 upon B24 is 4.55KN The distributed Live Load from the Rib 10 on B 24.

LL =4.55/ 0.52= 8.75KN/m.

From Rib11

The maximum support reaction from Live Loads for R11 upon B24 is 4.95KN The distributed Live Load from the Rib 11 on B 24.

LL =4.95/ 0.52= 9.52 KN/m.

From Rib12

The maximum support reaction from Live Loads for R12 upon B24 is 5.16KN The distributed Live Load from the Rib 12 on B 24.

LL =5.16/ 0.52= 9.92KN/m.

✓ Moment Design for (B 24):-

Design of Positive Moment

4.6.1 Flexural Design of Positive Moment :- (Mu=136.1 KN.m)

Determine of Mn,max

Use Ø18 mm

d =320 – 40 -10 – 18\2 = 261 mm

$x = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} * 261 = 111.86$ mm

$a = \ .x = 111.86 * 0.85 = 95.1$ mm

Mn max= $0.85 * f'_c$ *a *b(d - $\frac{a}{2}$) = 0.85*24*95.1*800*(261-95.1/2) *10-6= 331.28 KN.m

ØMnmax = 0.82* 331.28 = 271.65 KN.m> 136.1 KN.m .

Design as singly reinforcement

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{136.1 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 261^2} = 2.77 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.77}{420}}\right) = 0.007$$

As = ρ.b.d = 0.007×800×261 = 1461.6 mm2

Check for As min:-

$$\text{As min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 261 = 608.87 \text{ mm2}$$

$$\text{As min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 800 * 261 = 696 \text{ mm2}$$ Controls

Use 6ø18 Bottom , As provided = 1527 mm2 > As required = 1461.6 mm2 Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{800 - 40*2 - 20 - (6 \times 18)}{5} = 118.32 \text{ mm} > d_b = 18 > 25 \text{ mm}$$ OK

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{1527 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 39.3 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{39.3}{0.85} = 46.24 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \frac{d - x}{x} = 0.003 \frac{261 - 46.24}{46.24} = 0.0139 > 0.005 \quad ok$$

4.6.2 Flexural Design of Positive Moment :-(Mu=128.5 KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{128.5 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 261^2} = 2.62 \text{ Mpa.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.62}{420}}\right) = 0.0067$$

As = ρ.b.d = 0.0067×800×261 = 1398.96 mm2.

Check for As,min:-

$$A_{s\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 800 * 261 = 608.87 \text{ mm2}$$

$$A_{s\min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 800 * 261 = 696 \text{ mm2} \quad \text{Controls}$$

Use 6ø18 Bottom , As provided = 1527 mm2 > As required = 1398.96 mm2 Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{800 - 40*2 - 20 - (6*18)}{5} = 118.32 \text{ mm} > d_b = 18 > 25 \quad \text{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{1527 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 39.3 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{39.3}{0.85} = 46.24 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \frac{d - x}{x} = 0.003 \frac{261 - 46.24}{46.24} = 0.0139 > 0.005$$

4.6.3 Flexural Design of Negative Moment :-(Mu=-101.3 KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{101.3 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 261^2} = 2.065 Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.065}{420}}\right) = 0.00519$$

As = ρ.b.d = 0.00519 ×800×261 = 1083.67 mm2

Check for As,min:-

$$As\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*800*261 = 608.87\ mm2$$

$$As\ min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*800*261 = 696\ mm2$$ Controls

Use 5ø18 , As provided = 1272.5 mm2 > As required = 1083.67 mm2 Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{800 - 40*2 - 20 - (5*18)}{4} = 152.5\ mm > d_b = 18 > 25$$ OK

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{1272.5 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 32.75\ mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{32.75}{0.85} = 38.53\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d-x}{x} = 0.003\ \frac{261 - 38.53}{38.53} = 0.0173 > 0.005$$ 0k

4.6.4 Flexural Design of Negative Moment :-(Mu=-96.1 KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{96.1 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 261^2} = 1.96\ Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.96}{420}}\right) = 0.0049$$

As = ρ.b.d = 0.0049×800×261 = 1023.12 mm2

Check for As min:-

$$\text{As min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*800*261 = 608.87 \text{ mm2}$$

$$\text{As min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*800*261 = 696 \text{ mm2}$$ Controls

Use 5ø18,As provided = 1272.5 mm2 > As required= 1023.12 mm2 Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{800-40*2-20-(5*18)}{4} = 152.5 \text{ mm} > d_b = 18 > 25$$ OK

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{1272.5 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 32.75 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{E}_1} = \frac{32.75}{0.85} = 38.53 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \frac{d-x}{x} = 0.003 \frac{261-38.53}{38.53} = 0.0173 > 0.005$$ 0k

✓ Shear Design for (B 24):-

V_u max = 168.4 KN

Case 3: -

for shear design, minimum shear reinforcement is required ($A_{v,min}$), Reinforcement.

Use stirrups (2 leg stirrups) ø 10/ 150 mm, Av = 2 ×78.54 = 157.08 mm2.

Vu = 168.4 KN

$$Vc = \frac{1}{6}\sqrt{fc'} b_w d == \frac{1}{6}\sqrt{24} * 800 * 261 * 10^{-3} = 49.2 \text{KN}$$

Φ Vc= 0.75*49.2 =36.9 KN

Φ Vsmin≥ $0.75 (\frac{1}{3}) * bw * d = 0.75* (\frac{1}{3})*800*261*10\text{-}3 = 52.2$ KN

Φ Vsmin $\geq 0.75 \left(\frac{\sqrt{fc'}}{16}\right)$ * bw * d = $0.75*\left(\frac{\sqrt{24}}{16}\right)$ * 800 * 261*10-3 = 47.9 KN Φ Vsmin=47.9 Controls

Φ Vc<Vu ≤ Φ Vc + Φ Vsmin

36.9<168.4 ≤ 84.4…… not satisfied

Cases 1&2&3 is not suitable

1. Case 4: -

$v_{s'} = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}b_w\, d = \frac{1}{3}\sqrt{24} * 800 * 261$ = 340.97 KN

$\emptyset(v_c + v_{s,min}) < v_u \leq \emptyset(v_c + v_{s'})$

84.4KN <168.4KN <292.6KN

shear reinforcement is required

As =157.08 mm2

Vs = Vn – Vc = $\frac{168.4}{0.75}$ – 49.2 = 175.3 KN

$$S = \frac{A_v f_{yt}\, d}{v_s} = \frac{157.08 * 420 * 261}{175.3 * 1000} = 98.23 \text{ mm} \quad \text{control}$$

$$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{261}{2} = 130.5 \text{ mm} \quad \text{or} \quad s_{max} \leq 600 \text{ mm}$$

Use 2 leg Φ 10 @95mm.

4.7 Design of stair.

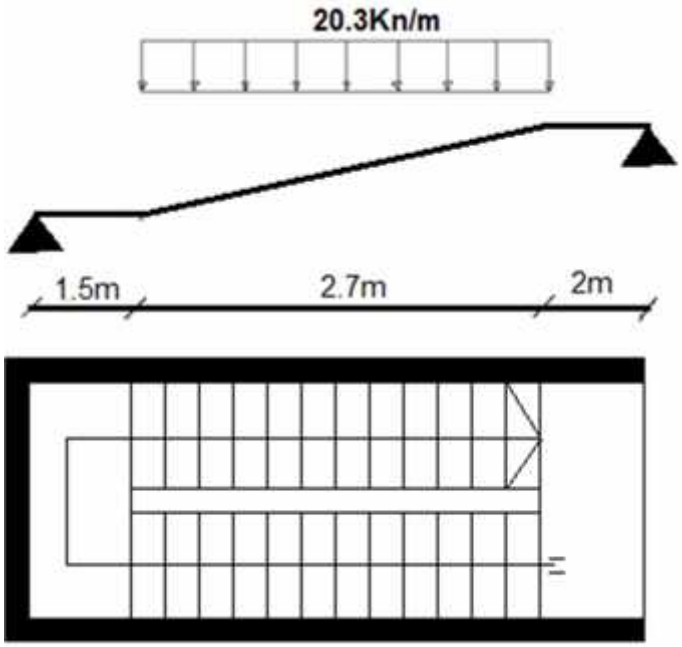


Figure (4-13): Stair Plan and structural system.

(4.7.1) Determination of Slab Thickness:

L = 6.2mm.

h_{req} = 6.2/ 20 = **30**

⇒ **Use h = 30cm**.

$\theta = \tan^{-1}(175/ 300) = 30.3$

(4.7.2) Load Calculations at section :

- Load on Flight:

Dead Load for 1m strip:

Material	Quality Density KN/m^3	$W \quad KN/m$
Tiles	27	$27 \times \left(\frac{0.15+0.35}{0.3}\right) \times 0.03 \times 1 = 1.35$
mortar	22	$22 \times \left(\frac{0.15+0.3}{0.3}\right) \times 0.02 \times 1 = 0.66$
Stair steps	25	$\frac{25}{0.3} \times \left(\frac{0.15 \times 0.3}{2}\right) \times 1 = 1.875$
Reinforced Concrete solid slab	25	$\frac{25 \times 0.25 \times 1}{\cos 26.56^o} = 6.99$
Plaster	22	$\frac{22 \times 0.03 \times 1}{\cos 26.56^o} = 0.738$
Total Dead Load, KN/m		11.61

Table (4 – 4) Calculation of the total dead for flight .

Load on landing:

Dead Load:

Material	Quality Density KN/m^3	$\gamma \cdot h \cdot 1$ KN/m
Tiles	22	$22 \times 0.03 \times 1 = 0.66$
mortar	22	$22 \times 0.02 \times 1 = 0.44$
Reinforced Concrete solid slab	25	$25 \times 0.3 \times 1 = 7.5$
Sand	**16**	**16 * 0.07 * 1 = 1.12**
Plaster	22	$22 \times 0.02 \times 1 =$ **0.44**
Total Dead Load		**10.19**

Table (4 – 5) Calculation of the total dead for landing .

Live load:

Live load for stairs =4 KN/ m^2 , from Jordan code of loads .

Factor Loads:

W= 1.2*11.61+1.6*4*1= 20.3 KN/ m.

Au= 20.3*(3/2)=30.495 Kn/m

Vu=Au Cos30.3 = 26.33 Kn

W= 1.2*10.19+1.6*3*1= 18.63KN/ m.

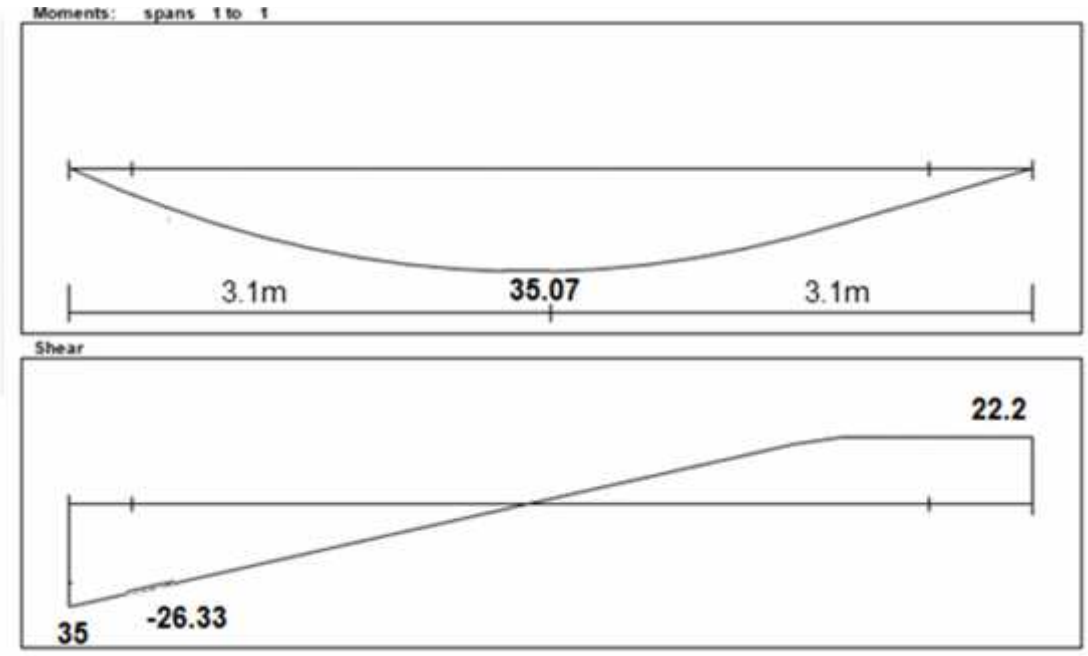


Figure (4-14) :Moment & Shear Diagram in stairs.

(4.7.3) Design of Shear:

Assume Ø 14 for main reinforcement: -

d = 300-20 -14\2 =273 mm

Take max shear as the support reaction
Vu = 26.33 KN

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

$$¤Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 273}{6} = 167.17 KN/m$$

Vu = 26.33 KN<$¤Vc$ /2 = 83.59 KN.

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

(4.7.4) Design of Bending Moment:

Max Mu =30.495 * 1.9 – 20.33 *1.5 * 0.75 =35.07KN.m.

$$\text{Mn} = \frac{Mu}{0.9} = \frac{35.07}{0.9} = 38.97 KN.m/m$$

Assume Ø 14 for main reinforcement: -

d = 300-20 -14\2 =273 mm

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

$$Kn = \frac{38.97 * 10^6}{1000 * 273^2} = 0.523 MPa \ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mk_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.523}{420}}\right) = 0.00126$$

As_{req} = 0.00126*1000*273= 335 mm^2/m

$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 300 = 549 mm^2$

As_{req} = 335mm$\leq As_{\min}$ = 549 mm^2

Use Φ 14 @ 25 cm .

Step smallest of :

1. 3h = 3*300 = 900 mm

2. 450 mm

3. S = 380*$\frac{280}{fs}$ – 2.5Cc = 380*$\frac{280}{\frac{2}{3}*420}$ – 2.5*20 = 330 mm Control

S = 380*$\frac{280}{fs}$= 380 mm

S = 250 mm <Smax = 330 mm

Shrinkage and temperature reinforcement

As = 0.0018*300*1000 = 540 mm^2

n = $\frac{540}{113.1}$ = 4.7

S = $\frac{1}{n}$ = $\frac{1}{4.7}$ = 0.212 m

Take 5 Φ 12 /m , As = 565,5 mm^2/m

Step for shrinkage :

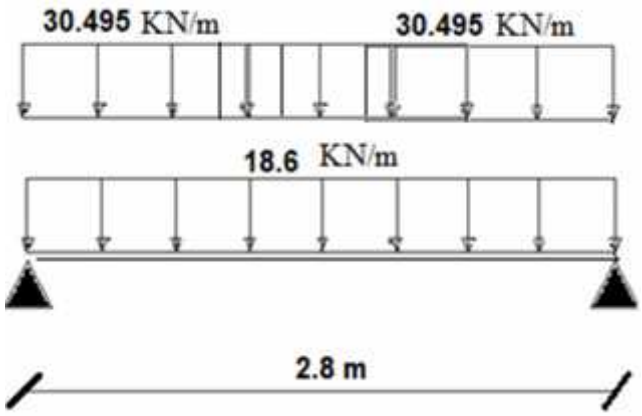
1. S = 5h = 5*200 = 1000 mm

2. S = 450 mm Control

S = 200 mm < S = 450 mm , ok

(4.7.5) Design of landing:

qu=1.2*10.19+1.6*4=18.6Kn



(4.7.6) Design of Shear:

Reaction at each support

R = (18.6+30.495) *(2.8/2)= 68.6 KN

Au = 18.6+30.495*(3/2)=68.6Kn

Vu = 68.6-(18.6+30.495)*0.374 = 50.27 Kn.m

Check for shear strength

Assume Φ 12 for main reinforcement

d = 200-20-12/2 = 174 mm

Tack max shear as the support reaction

Vu = 50.27 KN

$$¤Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 174}{6} = 106.6 KN / m$$

Vu max = 50.27 KN<¤*Vc* /2 = 53.3 KN.

(4.7.7) Design of Bending Moment:

Mu = $\frac{49*2.8*2.8}{8}$ = 48.02KN.m/m

Mn = Mu / 0.9 =48.02/ 0.9 = 53.36KN.m.

d = 174mm.

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

$$k_n = \frac{53.36 * 10^6}{1000 * 174^2} = 1.17 MPa \ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mM_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.17}{420}}\right) = 0.00287$$

As_{req} = 0.00287*1000*174 = 499.38mm^2

$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360\,\text{mm}^2$

$As_{\min}$ = 360mm^2 < As_{req} = 499.38 mm^2

Use Φ 12

n = $\frac{As}{As\,\Phi 12} = \frac{499.38}{113.1}$ = 4.4

S = $\frac{1}{n} = \frac{1}{4.4}$ = 0.22 m

Use Φ 12@ 25 cm

As $_{\text{provided}}$ = 452.16 mm^2 > As = 499.38 mm^2

Step smallest of :

1. 3h = 3*200 = 600 mm

2. 450 mm

3. S = 380*$\frac{280}{fs}$ – 2.5Cc = 380*$\frac{280}{\frac{2}{3}*420}$ – 2.5*20 = 330 mm Control

S = 380*$\frac{280}{fs}$ = 380 mm

S = 250 mm <Smax = 330 mm

Shrinkage and temperature reinforcement

As = 0.0018*200*1000 = 360 mm2

n = 450/113.1 = 3.98

S = 1/n = 1/3.98 = 0.251 m

Take 4 Φ 12 /m , As = 452.4 mm2/m

Step for shrinkage :

1. S = 5h = 5*200 = 1000 mm

2. S = 450 mm Control

S = 300 mm < S = 450 mm , ok

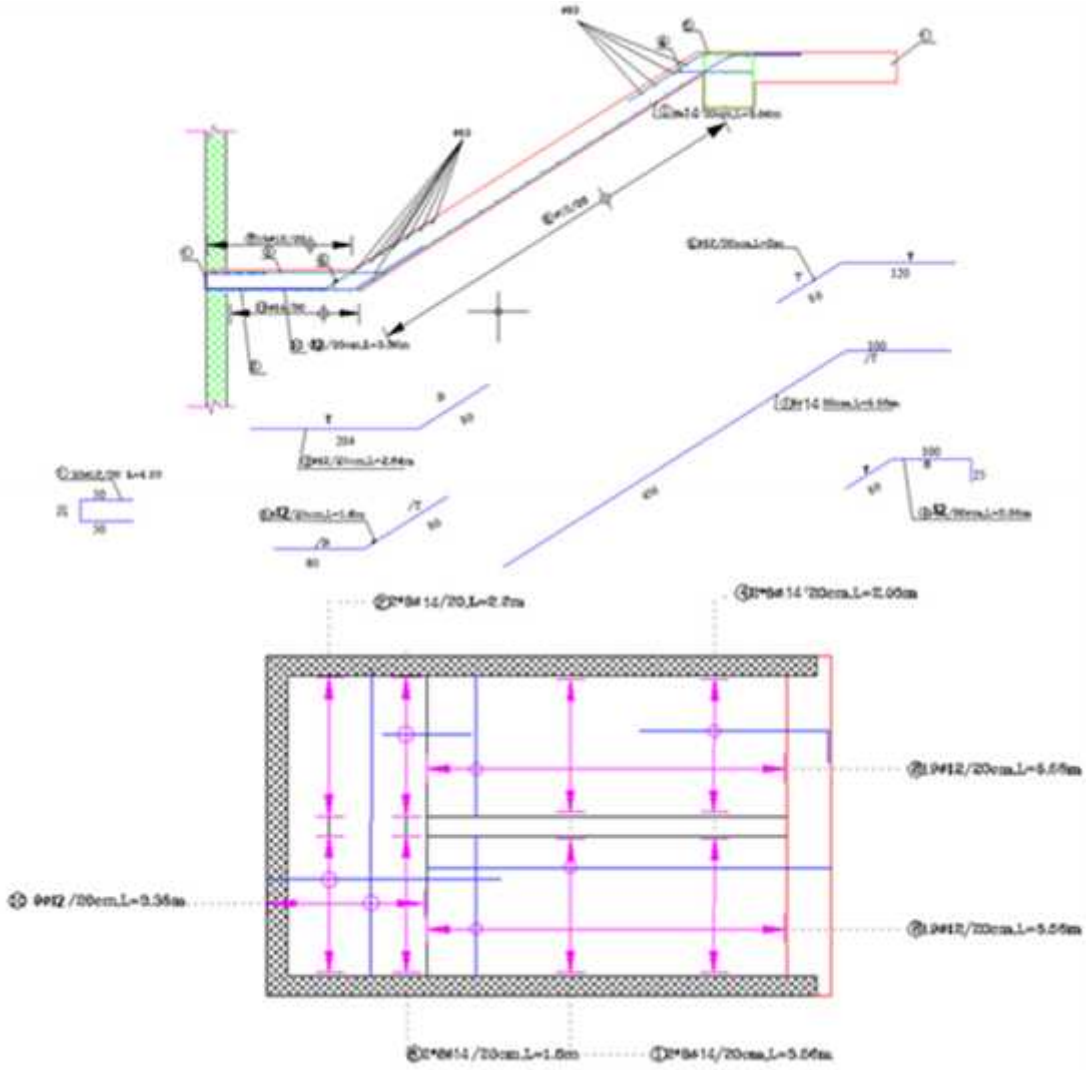


Figure (4-15): structural detailing of stair.

4.8 Design of Basement Wall:

Fc' = 24 Mpa

Fy = 420 Mpa

$\emptyset = 35°$ $\gamma = 19\text{KN/m}^3$

$Ko = 1 - \sin\emptyset$
$= 1 - \sin 35 = 0.426$

4.8.1 Load on basement wall:

For 1m length of wall:

* Weight of backfill:

Due to soil pressure at rest , p. = C.*W*h=0.426*19*3=24.28 KN/m^2

And H.=p. * h/2=24.28 *3/2=36.42 KN/m^2.

Due to surcharge P_s=C.*W_s=0.426*5=2.13 KN/m^2

And H_s=p_h * h=2.13 *3=6.39 KN/m^2.

H.: is due to a rectangular loading , where asH_s is due to uniform loading .

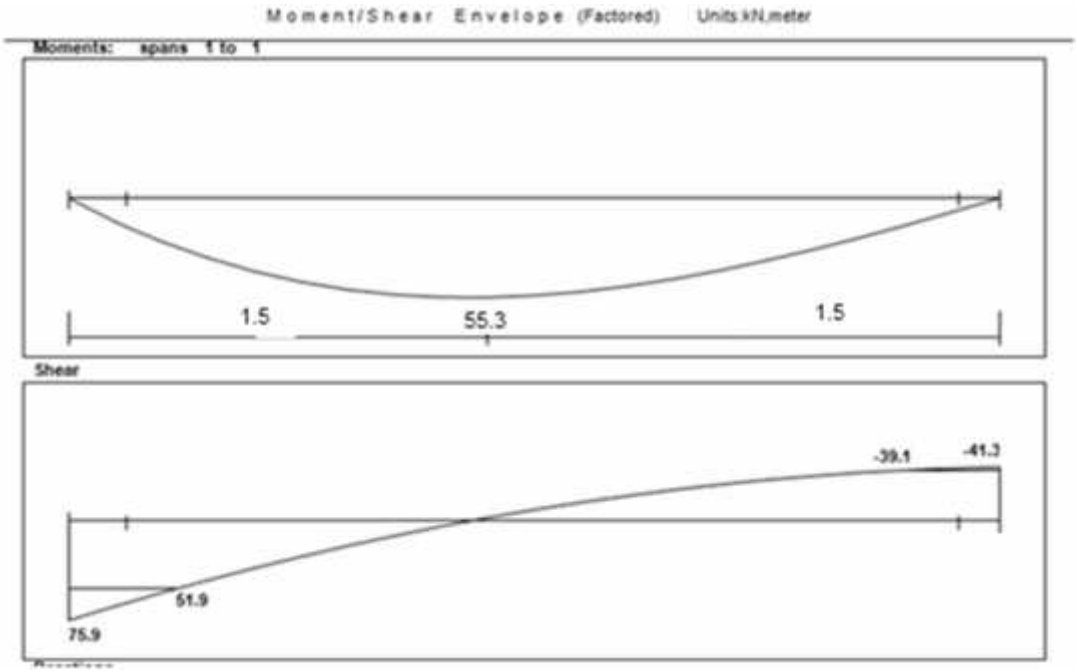
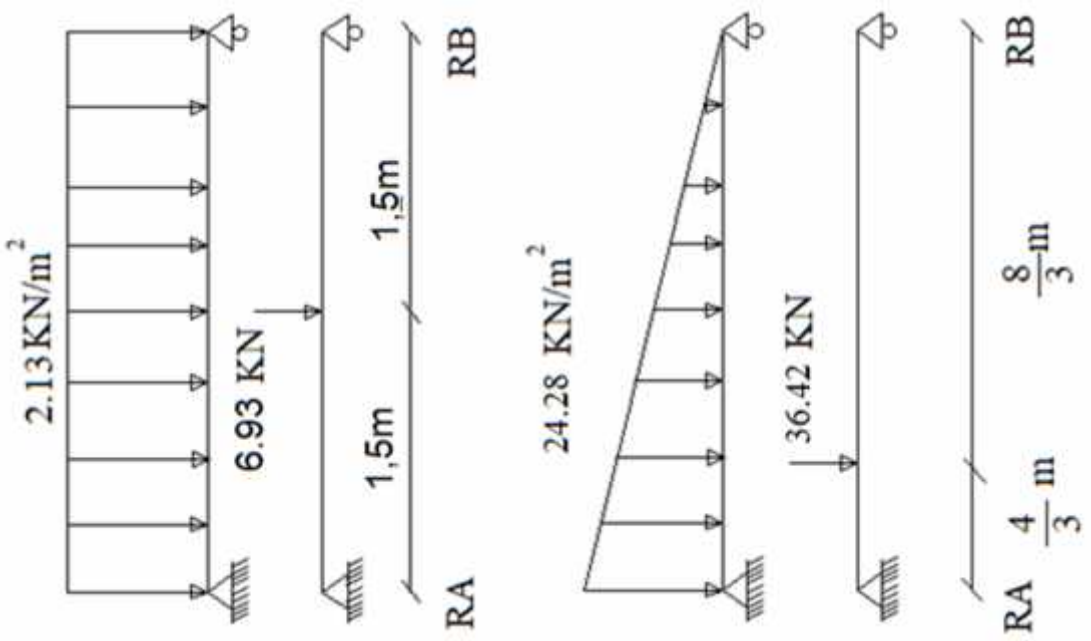


Figure (4-16): Moment and Shear Diagram in Basement .

Factored reactions:



RA=1.6((6.93/2)+(2*36.42/3))=32 KN

RB=1.6((6.93/2)+(36.42/3))=17.7 KN

Max positive bending moment within the span accurse at the section of zero shear .

Vu=17.7-1.6(2.13*X)-1.6*0.5*24.28*X*X/4 =0

$4{,}85X^2 + 3.41X - 17.7 = 0$

$$X = \frac{-3.41 \pm \sqrt{3.41^2 + 4*4.85*17.7}}{2*4{,}85}$$

X = 2.73 , X=2.8

4.8.2 Design of bending moment:

Mu = 17.7*0.27 + 6.93*1.23+1.39*36.42-32*0.27 = 55.3 KN.m.

Wall thickness is 25 cm , assuming ∅18 for bar diameter

d = 165 mm

Take ∅ = 0.9 for flexure

For Mu = 55.3 KN/m

$$R_n = \frac{55.3*10^6}{0.9*1000*165^2} = 2.25MPa.$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = 20.59$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mM_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 2.25}{420}}\right) = 0.0057$$

As_{req} = 0.0057*1000*165 = 941 mm^2/m

$$As\min = \frac{0.25\sqrt{f_c'}}{fy}.bw.d = 550 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$As\min = \frac{1.4}{fy}.bw.d = 481.5 \text{mm}^2/\text{m}$$

$Asreq > As\min$, ok

$$m = \frac{Asreq}{As20mm} = \frac{941}{254.47} = 3.7$$

S = 0.251

Try Ø18 @ 25 $cm\ or$ 4Ø18/m.

Check if thickness is equate enough

Assume initial thickness = 25cm

Vu =75.9KN

$\emptyset = 0.75\ reduction\ factor\ of\ shear$

$$\phi Vc = \frac{\phi\sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$$

Assume reinforcement bars are Ø20

$$d = 200 - 75 - \frac{20}{2} = 115 \text{ mm}$$

$$\phi Vc = \frac{0.75\sqrt{24} * 1000 * 115}{6} = 70.422 \text{ KN}$$

Vu < ϕVc , Thickness is not enough
Try 25 cm thickness

$$d = 250 - 75 - \frac{20}{2} = 166 \text{ mm}$$

$$\phi Vc = \frac{0.75\sqrt{24} * 1000 * 166}{6} = 101.04 \text{ KN}$$

¤Vc > Vu , ok

¤$Vc/2 = 50.52KN$

4.8.3 Design of the horizontal reinforcement:

Longitudinal reinforcement : use a minimum steel ration of 0.002 (ACI code , section 14.3) or use ∅12 bars spaced at 25 cm for each side of the wall.

Asmin $= 0.002 * b * h = 0.002 * 1000 * 250 = 500 mm^2/m$

Select∅12@250mm/m in two layer.

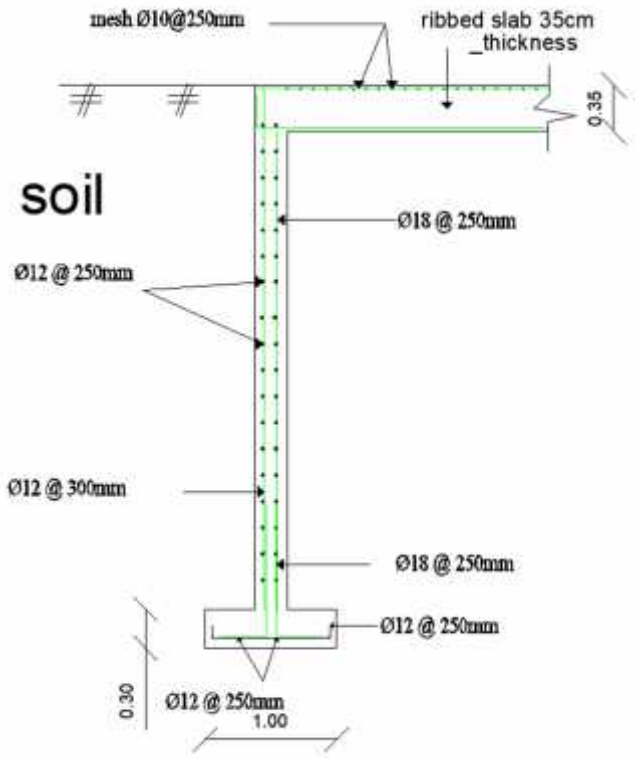


Figure (4-17):Reinforcement for Basement Wall.

4.9 Design of isolated footing :

Service dead load = 1592.55 KN
Service live load = 501.08 KN
Service surcharge = 5 KN
Permissible (allowable) soilpressure = 300 KN/m^2
Soildensity= 19 KN/^{3}

Assume h of footing = 40 cm

$q_{a\ net}$ = 300 – 1.2*19 – 0.4*25 – 5 = 262.2 KN/m^2

$$A = \frac{Pn}{qa\ net} = \frac{1592.55+501.08}{262.2} = 8 \ \ m^2$$

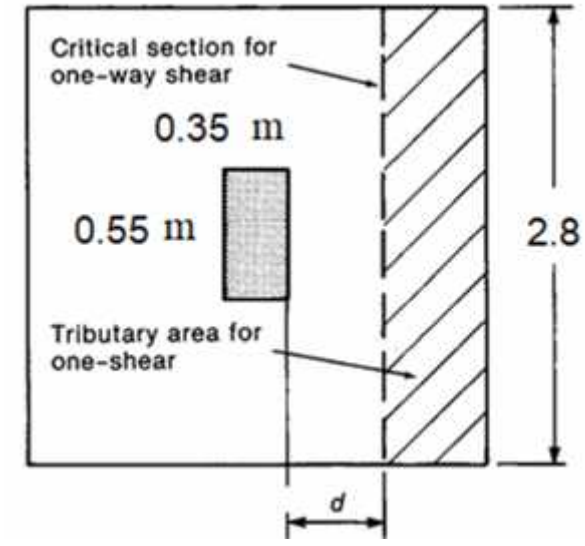
A = L^2 , L = $\sqrt{A}$ = $\sqrt{8}$ = 2.8 m
Take L = 2.8 m

Depth of footing and shear:

Pn = 2093.63 KN

q_u = 2093.55/2.8*2.8 = 261.7 KN/m^2

One way shear :



Vu at distance d from face of support

Vu = qu*b(L/2 -a/2 -d)= 261.7*2.8(2.8/2 -0.8/2 - d)

Let Vu = $\emptyset Vc$ ($\emptyset = 0.75$)

$$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}bw\ d = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 4200 * d$$

(261.7*2.8)/(0.75)*(2.8/2 -0.8\2 –d) =3704.05*d

732.76 (1.4 – 0.4 - d)= 3704.05*d

(1025.9 – 293.1 -732.76 d)= 3704.05*d

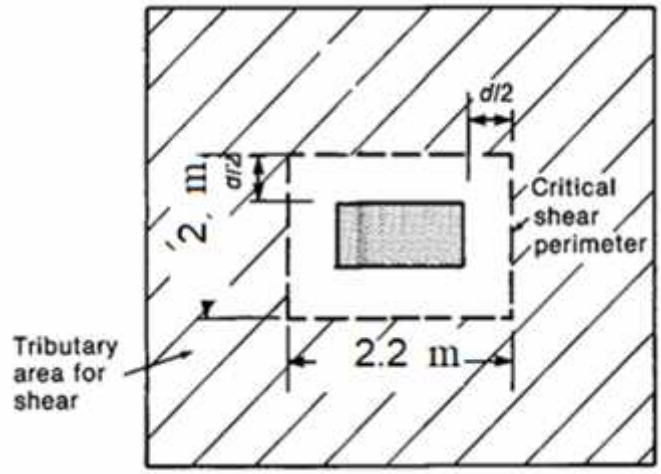
d = 732.8/4436.81 = 0.165 m

Assume cover 75 mm, and steel bars of$\emptyset 20$

The d average will be used

h = 165 + 75 + 20 = 260 mm

two way shear:



Let Vu = $\emptyset Vc$ ($\emptyset = 0.75$)

Vu = 261.7 (2.8*2.8 –(0.5+d)*(0.8+d)

= 261.7(8 – (0.665 * 0.965))

Vu = 1925.66 KN

β = 550/350 = 1.57

b_0 = 2(0.8+0.165) + 2(0.5 + 0.165) = 1.39 + 1.33 = 3.26 m

α_s = 40 - interior column

Vc = 1/6 (1 + 2/β) 1/6(1+ 2/1.57)

Vc = 1/12 (α_{s*d} / b_0) 1/12 (40 * 0.165/ 3.26 + 2) = 0.169

Vc = 1/3 $\sqrt{f'c}$ * b_0 * d (1/3)* $\sqrt{24}$ *3.26*0.165= 0.87 - control

Take Vc = 1/3 $\sqrt{f'c}$ * b_0 * d

Vc = 1/3 *$\sqrt{28}$ * 3260 *165*10 ^3 = 948.7 KN

$\emptyset Vc$ = 711.5 < Vu = 1925.66 KN NOT OK

Take h = 550 mm

d = 550 – 75 -20 =455mm

b_0 = 2(0.8+0.455 + 2(0.5 + 0.455) = 2.51 + 1.91 = 4.42 m

α_s = 40 - interior column

Vc = 1/6 (1 + 2/β) 1/6(1+ 2/4.42) = 0.24

Vc = 1/12 (α_{s*d} / b_0) 1/12 (40 * 0.455/ 4.42 + 2) = 0.51

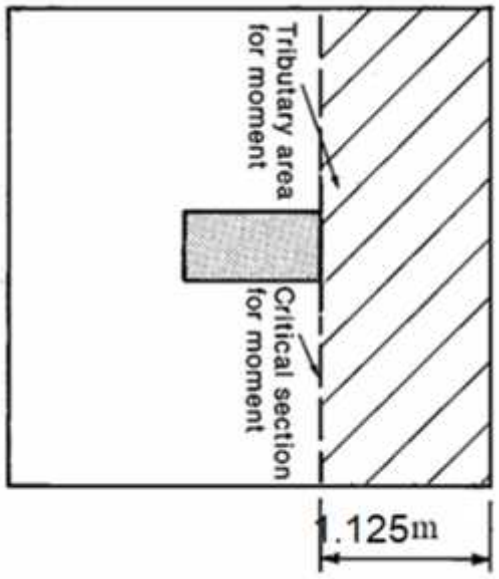
Vc = 1/3 $\sqrt{f'c}$ * b_0 * d 1/3 = 0.3333 - control

Take Vc = 1/3 $\sqrt{f'c}$ * b_0 * d

Vc = 1/3 *$\sqrt{28}$ * 4.42 *.455*10 ^3 = 3547.3 KN

$\emptyset Vc$ = 2669.5 KN > Vu = 6689.27 KN OK

Design for flexure in short direction:



Take steel bars of ∅20

d = 550 -75 -20 = 455 mm

Mu = 262.2 * 2.8 *1.125 *1.125 /2 = 464.6 KN. M

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{464.6 \times 10^6}{0.9 \times 2800 \times 455^2} = 0.89\ Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.64$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.64}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.64 \times .89}{420}}\right) = 0.0024$$

$A_s = \rho.b.d = 0.0024 \times 2800 \times 455 = 6720\ mm^2$

$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 2800 * 1000 = 5040\,mm^2$

$As_{min} = 5040\ mm^2 < As_{req} = 6720\ mm^2$

Use 25 Φ 20 with $A_s = 7853.98\ mm^2$

S = 2800 – 75*2 -25*20 /24 = 90 mm

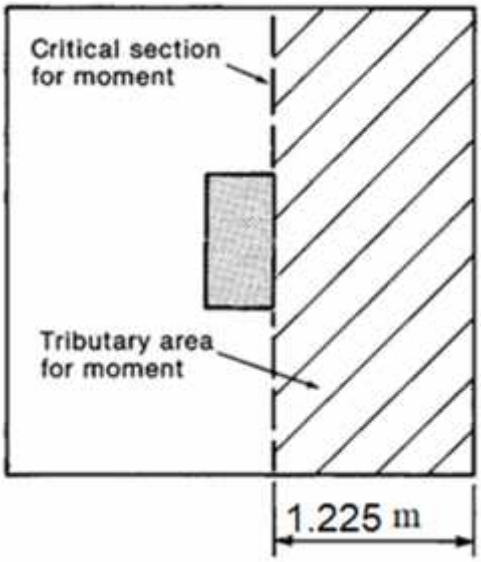
Step is the smallest of :

1. 3h = 3*550 = 1650 mm

2. 450 mm - control

S = 90mm <Smax = 450 mm ok

Design for flexure in long direction:



Take steel bars of Ø20

d = 550 -75 -20 = 445 mm

Mu = 262.2 * 2.8 *1.225 *1.225/2 = 550.9KN. M

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{550.9 \times 10^6}{0.9 \times 4200 \times 455^2} = 1.05\ Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.64$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.64}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times17.64\times0.974}{420}}\right) = 0.0025$$

$A_s = \rho.b.d = 0.0025\times2800\times455 = 3185\ mm^2$

$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 2800 * 1000 = 5040\ mm^2$

$As_{min} = 5040\ mm^2 > As_{req} = 3185\ mm^2$

Use 19 Φ 20with $A_s = 5966\ mm^2 > As_{min} = 5040\ mm^2$

S = 2800 – 75*2 -19*20 /18 = 126.1 mm

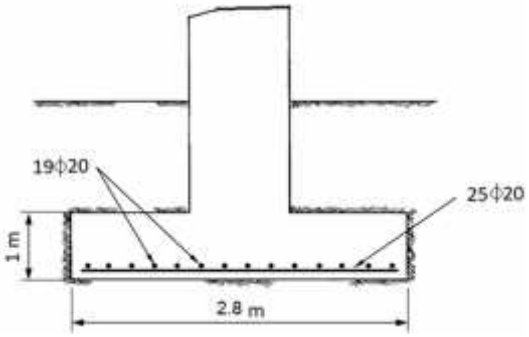
$As_{provided} = 5966\ mm^2 > As = 5040\ mm^2$

Step is the smallest of :

1. 3h = 3*550 = 1650 mm

2. 450 mm - control

S = 126.1mm <Smax = 450 mm ok



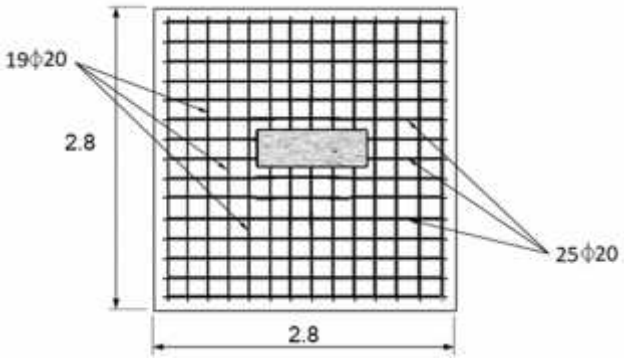


Figure (4-18): Detailing of footing

4.10 Design of two way ribbed slab

LL =2 KN/m^2 Fc' = 24 N/mm^2Fy = 420 N/mm^2

- Tiles, 3 cm .
- Mortar,3 cm .
- Sand,7 cm .
- Plaster 3 cm, .
- Partitions, 2 KN/m^2 .

1. Minimum thickness (deflection requirements): Assume the thickness for the shown ribbed slab ,h = 32 cm.

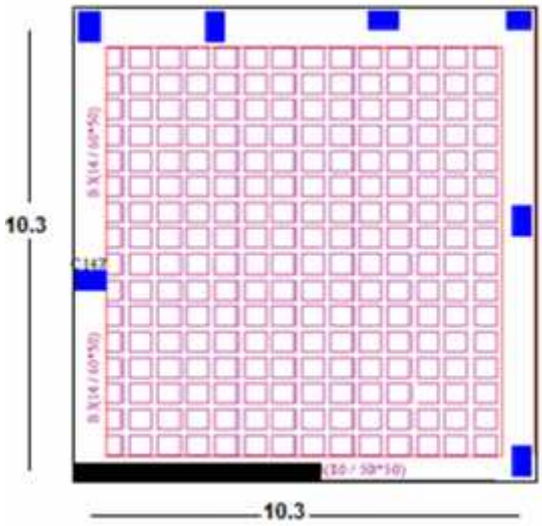


Figure (4-19) : the statically system of two way ribbed slab

Check for the minimum thickness of the slab:

$$I_{B1} = \frac{bh^3}{12} = \frac{60*32^3}{12} = 163840 \text{ cm}^4$$

$$I_{B1} = \frac{bh^3}{12} = \frac{80*32^3}{12} = 218453 \text{ cm}^4$$

The moment of inertia for the ribbed slab is the sum of moment of inertia of T-section ribs within a distance (L/2 + bw)

$$be = 52\ cm$$

$$yc = \frac{52*8*4+12*32*16}{8*40+12*32} = 10.55\text{cm}$$

$$I_{RIB} = \frac{52*10.55^3}{3} - \frac{2*20*2.55^3}{3} + \frac{12*21*45^3}{3} =$$

$$=59609 \text{ cm}^4$$

For 60 cm :

$I_s = \frac{I\,RIB*(\frac{L}{2}+bw)}{bf} = 59609 * (10.3/2 + 60)/52$ = 659138 cm^4

for 80 cm:

$I_s = \frac{I\,RIB*(\frac{L}{2}+bw)}{bf} = 59609 * (10.3/2 + 80)/52$ = 682065 cm^4

$\alpha_{f1} = \alpha_{f3} = \alpha_{f4} = \frac{I_b}{I_{st}} = \frac{16384}{659138} = 0.25$

$\alpha_{f2} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{218453}{682065} = 0.32$

$\alpha_{fm} = \alpha_{f1} + \alpha_{f2} + \alpha_{f3} + \alpha_{f4}/4$

= 1.07/4 = 0.267

2> 0.938>0.2

$$h = \frac{Ln(0.8+\frac{fy}{1400})}{36+5\beta(\alpha fm-0.2)} \geq 125$$

$\beta = \frac{ln,long}{ln,short} = \frac{10.3}{10.3} = 1$

$$h = \frac{10300(0.8 + \frac{420}{1400})}{36 + 5 * 0.067} = 31.18cm < 32 \text{ cm}$$ ok

take slab thickness h slab = 32 cm

Topping = 8 cm

Hollow block = 24 cm

Load calculation:

Material	Quality Density KN/m3	
Tiles	23	0.03*0.52*0.52*23 =0.1866
mortar	22	0.03*0.52*0.52*22 =0.1785
Sand	17	0.07*0.52*0.52*17 =0.3218
Reinforced Concrete Topping	25	0.08*0.52*0.52*25 =0.541
Reinforced Concrete Rib	25	0.12*0.24*0.92*25 =0.662
Concrete Block	10	0.4*0.4*0.24*10 =0.384
Plaster 1 KN/m2	22	0.03*0.52*0.52*22 =0.178
Partitions		2*052*052= 0.54
Total Dead Load,		3KN

Table (4-6) Dead Load calculations of two way Ribbed Slab

Dead Load of slab:

DL = 3/0.52*0.52 = 11KN/m^2

W_D = 1.2*11 = 13.2 KN/m^2

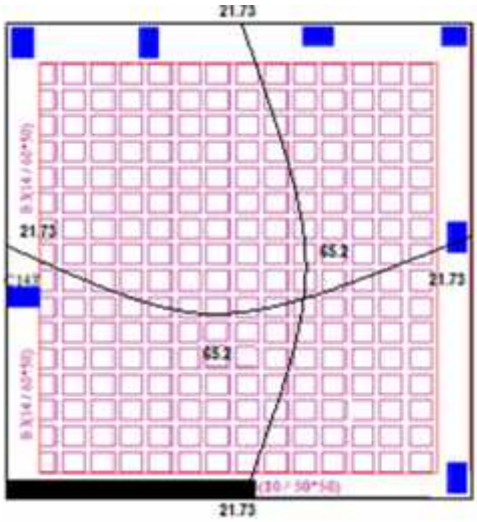
Live Load of slab:

LL = 2 KN/m^2

W_L = 1.6*2 = 3.2 KN/m^2

$W_u = W_L + W_D$ = 13.2+3.2 = 16.4 KN/m^2

Moment calculation:



Map dl =0.036*16.4*10.32*0.52=32.6

Map l=32.6

Mt=32.6 +32.6 = 65.2

Design of Negative Moment(Mu=21.73KN.m):

Assume bar diameter Ø14 For main reinforcment

d = h – C – $d_{stirups}$ – d_{bar}/2 = 320 – 20 – 8 – 14/2 = 285 mm

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{21.73\times10^6}{0.9\times120\times313^2} = 2.47\ Mpa.$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.5$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times2.47}{420}}\right) = 0.00628$$

$A_s = \rho.b.d = 0.00628\times120\times285 = 214\ mm^2$.

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

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*120*285 = 99.7\ mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*120*285 = 114\ mm^2$ Controls

$A_{smin} = 114 < A_{sreq} = 214\ mm^2$

Use 2ø12 Bottom, $A_{s,provided} = 226\ mm^2 > A_{s,required} = 214\ mm^2$ Ok

Check for strain: -

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{226\times420}{0.85\times120\times24} = 38.7\ mm$

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.77}{0.85} = 45.6\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d-x}{x} = 0.003\ \frac{285-45.6}{45.6} = 0.051 > 0.0050k$

Design of positive Moment(Mu=65.2KN.m):

Assume bar diameter Ø16 For main reinforcment

$d = h - C - d_{stirups} - d_{bar}/2 = 320 - 20 - 8 - 16/2 = 284\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{72.4\times10^6}{0.9\times520\times284^2} = 1.7\ Mpa.$

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

$\rho = \frac{1}{m}\ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}} = \frac{1}{20.6}\ 1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.7}{420}} = 0.0042$

$A_s = \rho.b.d = 0.0042\times520\times284 = 625\ mm^2.$

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

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*520*284 = 430\ mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*520*284 = 490\ mm^2$ Controls

$A_{smin} = 490\ mm^2 < A_{sreq} = 625\ mm^2$

Use 2ø20 Bottom, $A_{s,provided} = 628\ mm^2 > A_s = 625 mm^2$ Ok

Check for strain: -

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{628\times420}{0.85\times520\times24} = 24.86\ mm$

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{24.86}{0.85} = 29.25mm$

$\varepsilon_s = 0.003 \ \frac{d-x}{x} = 0.003 \ \frac{284-29.25}{29.25} = 8.7 > 0.0050k$

Design for shear:

The shear in the slab can be Calculated using tributary area for shear (as simply supported 1m strip)
Vu_d =19.5 KN

øVc =$\frac{1.1}{6}$ $\sqrt{f'c}$*bw*d = 0.75*$\frac{1.1}{6}$ * $\sqrt{24}$*120*284*10^{-3} = 30.60 KN

ø =0.75
øVc = 22.95 KN

1/2 øVc = 11.47

11.47 < Vu < 22.95

No need for shear

4.11 Design of column(C4):

4.11.1 Load calculation:

DL=1592.55 KN LL= 501.08 KN

P_u = 2713 KN $P_{n,req}$=$\frac{2713}{0.65}$ =4173.84 KN

Assume rectangular section with ρ**= 1.85% > 1%**

P_n = 0.8× Ag× (0.85× fc'+ρ_g×(fy - 0.85 fc'))

4173.84*1000 = 0.8× Ag×(0.85× 24 + 0.0185 × (420 - 0.85× 24))

A_g = 187757.085mm^2

Use 35×55 cm with Ag = 192500mm^2 >$A_{g,req}$ = 187757.085mm^2

4.11.2 Check slenderness effect:

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

Lu = 3.00 m

M1/M2 =1

In 55cm -Direction

$\frac{Klu}{r}$< 34- 12 ($\frac{M1}{M2}$) < 40

$\frac{1\times3.00}{0.3\times0.55}$18.18<22 =>short

In 35cm -Direction

$\frac{Klu}{r}$< 34- 12 ($\frac{M1}{M2}$)

$\frac{1\times3.00}{0.3\times0.35}$ = 28.57> 22 => long

4.11.3 Calculation for reinforcement:

In 35cm –Direction

$E_c = 4700 \times \sqrt{24} = 23025.2$ MPa

$\beta_{dns} = \frac{1.2\,D\ (sustained)}{Pu} = \frac{1.2\times1592.55}{2713} = 0.7$

$I_g = \frac{b\times h^3}{12} = \frac{0.35\times 0.55^3}{12} = 0.00485\ m^4$

$EI = \frac{0.4\times Ec\times I}{1+\beta dns} = \frac{0.4\times23025.2*0.00485}{1+0.7} = 26.275\ MN.m^2$

$P_c = \frac{\pi^2 \times EI}{(Klu)^2}$

$= \frac{\pi^2 \times 26.275}{(1.0 \times 3.0)^2}$

= 28.81 MN

Cm = 0.6 + 0.4×($\frac{M1}{M2}$) = 1

$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75\,Pc}} = \frac{1}{1 - \frac{2713}{0.75 \times 28.81 \times 1000}} = 1.14 < 1.4$

e_{min} = 15 + 0.03 h = 15+ 0.03 × 350 = 25.5 mm

e = e_{min} × δ_{ns} = 25.5 × 1.14 = 32.94 mm

$\frac{e}{h} = \frac{29.07}{350} = 0.082 < 0.1$…….(e = 0.082h < 0.1h)

→Here we can solve this column as short tied column

P_n = 0.8× Ag× (0.85× fc' + ρ_g×(fy - 0.85 fc'))

P_n = 0.8× 350×550× (0.85× 24 + 0.0185 × (420 - 0.85× 24))

=4280.06 KN >$P_{n,req}$=4173.846 KN …….OK

4.11.4 Design of the tie reinforcement :

S ≤16 db (longitudinal bar diameter)

S ≤ 48dt (tie bar diameter).

S ≤ Least dimension.

spacing ≤ 16× d_b= 16×1.8= 28.8 cm …. control

spacing ≤ 48× dt= 48×1.0 = 48 cm

spacing ≤ least.dim= 40 cm

Use¤10@20 cm

بسم الله الرحمن الرحيم
جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع :

التصميم الإنشائي لعمارة الحسين بن علي

فريق العمل :

معاذ نعمان طنينة
بهجت عبد المجيد ابوحديد

إشراف :

م.فهد صلاحات

الخليل- فلسطين

2018-2017 م

الإهــــــــــــــــــــــــــــداء

إلى ....المعلم الأول.... رسولنا الكريم سيد البشرية محمد بن عبدا لله

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

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

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

إلى....نبع العطاء وسيل الحنان إلى......أمي العزيزة .

إلى ....عنوان سعادتي إلى......إخوتي الأعزاء .

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

إلى ....الشموع التي احترقت لتنير الدرب إلى......أساتذتي.

إلى....من عرفتهم في هذا الصرح العلمي ......زملائي وزميلاتي .

إلى....منهل العلم إلى......جامعتي .

إلى....من أحبني وأحببته.

نقدم هذا البحث .

فريق العمل

الشكر والتقدير

إن الشكر والمنة لا تليق إلا لواهب العقول و منير الدروب لله عز وجل .

كما ونتقدم بجزيل الشكر والامتنان

إلى بانية الجيل الواعد ...جامعة بوليتكنيك فلسطين .

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ....بطاقمها التدريسي و الإداري.

إلى المشرف على هذا البحث المهندس فهد صلاحات.

،والشكر واصل لكل من ساهم في انجاز هذا البحث المتواضع .

فريق العمل

ملخص المشروع

التصميم الإنشائي لعمارة الحسين بي علي

فريق العمل:

معاذ نعمان طنينة

بهجت عبد المجيد ابوحديد

جامعة بوليتكنك فلسطين- ٢٠١٧م

إشراف:

م.فهد صلاحات

التصميم الإنشائي هو أهم التصميمات اللازمة للمبنى بعد التصميم المعماري، فتوزيع الأعمدة والأحمال والحفاظ على المتانة وبأفضل الأسعار وأعلى درجات الأمان يقع على عاتق المصمم الإنشائي، في هذا المشروع سنقوم بعمل تصميم إنشائي لعماره الحسين بن علي والتي تبلغ مساحتها ٩٠٩٠ متر مربع.

ويتميز التصميم المعماري للمشروع بأنه تم بأسلوب يقوم على تعدد الكتل الفراغية وتوزيعها بشكل متناسق من الناحية الجمالية والوظيفية، إضافة إلى أنه تم الاهتمام من قبل المصمم المعماري عند توزيع الكتل بتوفير الراحة وسرعة الوصول للمستخدمين.

من الجدير بالذكر انه سيتم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية، ولتحديد أحمال الزلازل، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فسيتم استخدام الكود الأمريكي (ACI_318_14)، ولا بد من الإشارة إلى انه سيتم الاعتماد على بعض برامج الحاسوب مثل :Atir , Safe, Autocad2007, Office2007, Etabs 2015

من المتوقع بعد إتمام المشروع أن نكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية بإذن الله وتوفيقه.

List of Abbreviations

- Ac = area of concrete section resisting shear transfer.
- As = area of non-prestressed tension reinforcement.
- A_S = area of non-prestressed compression reinforcement.
- Ag = gross area of section.
- Av = area of shear reinforcement within a distance (S).
- At = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- b = width of compression face of member.
- bw = web width, or diameter of circular section.
- C_c = compression resultant of concrete section.
- C_s = compression resultant of compression steel.
- DL = dead loads.
- d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- Ec = modulus of elasticity of concrete.
- fc' = compression strength of concrete .
- fy = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- h = overall thickness of member.
- Ln = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- LL = live loads.
- Lw = length of wall.
- M = bending moment.
- Mu = factored moment at section.
- Mn = nominal moment.
- Pn = nominal axial load.
- Pu = factored axial load
- S = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- Vc = nominal shear strength provided by concrete.
- Vn = nominal shear stress.

- Vs = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- Vu = factored shear force at section.
- Wc = weight of concrete. (Kg/m^3).
- W = width of beam or rib.
- Wu = factored load per unit area.
- Φ = strength reduction factor.
- ε_c = compression strain of concrete = 0.003mm/mm.
- ε_s = strain of tension steel.
- $\acute{\varepsilon}_s$ = strain of compression steel.
- ρ = ratio of steel area .

الفصـــــــــل الأول

المقدمـــــة

1

1.1 المقدمة.

2.1 أهداف المشروع.

3.1 مشكلة المشروع.

4.1 حدود مشكلة المشروع.

5.1 المسلمات.

6.1 فصول المشروع.

7.1 إجراءات المشروع.

1.1 المقدمة

دأب الإنسان منذ بداياته إلى البحث عن المسكن فالتجأ إلى الكهوف والتجاويف الصخرية المحيطة به ، ومع محاولاته لتطوير أساليب الحياة لديه ، والتكيف مع بيئته اجتهد لتطوير مسكنه ، فاستخدم المواد المحيطة به لإنشاء هذا المأوى من أخشاب وجلود الحيوانات والحجارة والطين ، وصولا إلى استخدامه الحديد والاسمنت المستخدم حاليا في البناء،واستجابة لمتطلبات التقدم والتكنولوجيا بدأ بالاتجاه إلى الأبنية المتخصصة في مجالات حياته العامة والخاصة، فجعل لكل احتياج مبناه الخاص مثل الجامعات والمدارس والمستشفيات والشقق السكنية والمراكز الصحية ، الخ... ، 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 أجل المضي قدما في ركب الثورة البشرية.

محور الدراسة في هذا المشروع هو القيام بإجراء التصميم الإنشائي لمبنى وهو تصميم إنشائي لعمارة الحسين بن علي الذي سوف يتم إنشاؤها في مدينة الخليل في المستقبل القريب بإذن الله .

2.1 أهداف المشروع

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

1-اكتساب المهارة في القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، بما يتناسب مع التخطيط المعماري له.
2-القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
3- تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة.
4-إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي.

3.1 مشكلة المشروع

يدور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية لعمارة الحسين بن علي ، حيث يتضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من البلاطات و الجسور والأعمدة و الأساسات بما يتلاءم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر و لا يتعارض مع التصميم المعماري.

4.1 حدود مشكلة المشروع

يقتصر العمل في هذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط ، حيث سيتم العمل خلال مقدمة المشروع في الفصل الأول لسنة 2018/2017 ومشروع التخرج في الفصل الثاني لنفس السنة بإذن الله.

5.1المسلمات

1-اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-11) .

2-استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, Safe, Etabs , Sap 2000,Staad Pro).

3-برامج أخرى مثل (Autocad 2014 Microsoft office Word & Power Point).

6.1 فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على أربعة فصول وهي:

1-الفصل الأول : يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث وأهدافه.

2-الفصل الثاني : يشمل الوصف المعماري للمشروع.

3-يشمل وصف العناصر الإنشائيه.

4-التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

7.1 إجراءات المشروع

1- دراسة المخططات المعمارية وذلك لفهمها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع و اختيار النظام الإنشائي الملائم.

2- دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى وكيفية توزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور وبلاطات الأسقف بشكل لا يتعارض مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

3- تحديد الأحمال المؤثرة على المبنى وتحليل العناصر الإنشائية تحت تأثير هذه الأحمال .

4- تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

5- إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي سيتم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.

الجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

الأسابيع / النشاط	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
اختيار المشروع																
دراسة المخططات المعمارية																
دراسة المبنى انشائيا																
توزيع الاعمدة وأنواع العقدات																
التحليل الانشائي للمشروع																
التصميم الانشائي (عقدات ، جسور)																
اعداد المخططات																
كتابة المشروع																
عرض المشروع																

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال الفصل الأول للسنة الدراسية (2018/2017).

الفصـــــــــــل الثاني

الوصف المعماري

2

1.2 مقدمه.

2.2 لمحه عن المشروع.

3.2 موقع المشروع.

4.2 وصف المساقط الافقية للمبنى.

5.2 وصف الواجهات.

6.2 وصف الحركة.

1.2 مقدمه:

منذ بداية الخليقة والانسان في تطور مستمر وفي تجديد دائم لمواهبه العمرانية،فالعمارة من أهم العلوم الهندسية التي بدأت مع بداية الحياة على كوكبنا، فمنذ القدم وهو دائم التطوير في المظاهر العمرانية ابتداءا من العيش في الخيام والكهوف وصولا الى المباني والعمارات وناطحات السحاب، مطلقا العنان لعقله ليفكر ويطور ويبرز قدراته في تطوير هذا الفن من الناحية الجمالية والمتانة أيضا.

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 مابين الخيال والواقع؛ والنتيجة قد تكون أبنية متناهية البساطة والصراحة تثير فينا بعض الفضول رغم أنها قد تخبئ لنا العديد من المفاجآت عندما ندخلها ونتفاعل مع تفاصيلها.
وقد يبدو المبنى بسيطاً من الخارج، وكأنه مفكك إلى عدة قطع ضخمة دون الشعور بالاتصال بين هذه القطع؛ مع أنها في حقيقة الأمر متصلة ومترابطة عبر عدة فراغات وجسور. وقد يعتمد المبنى في تركيبته الهندسية اعتماداً كلياً على شكل هندسي منتظم كوحدة متكررة في كل أجزاء المبنى، وإن كانت أحياناً تحّرف وتقطع لتخرج بتركيبة بصرية لا توحي بارتباطها بالشكل المنتظم.

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

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

2.2 لمحه عن المشروع :

تتلخص فكرة المشروع في إنشاء عمارة سكنية تحوي عدد من الطوابق المتماثلة وعدد من المخازن التجارية وموقف للسيارات في مدينة الخليل تحقق الأهداف وتلبي جميع الخدمات ؛ وسوف تستخدم هذه العمارة لغرض السكن وكذلك فهي تشمل في الطابق الأرضي على محال تجارية تلبي كافة الاحتياجات البشرية ، وكذلك وجود طابق لموقف السيارات تحت مستوى سطح الأرض ، وتتكون العمارة من ستة طوابق سكنية وطابق مخازن وطابق مواقف للسيارات بمساحة 9090 متر مربع ولكل طابق مساحة مختلفة عن الأخر .

3.2 موقع المشروع:

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد تشييد المبنى فيه بعناية فائقة سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة. بحيث تصان العناصر القائمة و علاقاتها بالتصميم المقترح في تآلف وتناغم لتحقيق التصميم الأمثل.

فلذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح لمقاسات الأرض المقترحة للبناء، علاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة والضجيج ومسار الشمس.

الموقع المقترح للمشروع هو جزء من ارض في شارع عين سارة ، مدينة الخليل، ، جنوب الضفة الغربية ، ترتفع قطعة الأرض٩٣٠متر عن مستوى سطح البحر .

الشكل (2-1)موقع قطعة الأرض.

* الشروط العامة لاختيار الموقع :

إن عمليه اختيار ارض لإقامة مبنى سكني - تجاري لا تقيم بشكل أساسي لتوفر قطعه الأرض بل تقيم على أسس ومعايير تساعد في وضع قرار سليم يوجه المشروع إلى ذلك المسلك الذي يضفي على خدمات المشروع وأجزائه صبغه التكامل والتوافق مع النسيج الحضري العام .

وفيما يلي عدة نقاط مهمة في عملية اختيار للكلية الجامعية:

١.**جغرافيه الموقع** : هو الجانب الذي يختص في دراسة موقع الأرض بالنسبة للنسيج العمراني بشكل عام ، وتأثير الموقع على وظيفة المبنى ، ودراسة المناخ وطبوغرافية الأرض .

٢.**شبكه المواصلات** : هو الجانب الذي يتم فيه دراسة الطرق الرئيسية والفرعية المؤدية للموقع.

٣.**الغطاء النباتي**: هو الجانب الذي يتحدث عن طبيعة الأرض من حيث احتوائها على الغطاء النباتي من أشجار ونباتات .

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

**حركة الشمس و الرياح:

تتعرض منطقة عين سارة إلى الرياح الشمالية الشرقية وهي رياح باردة جدا وجافة، واليها يعود انخفاض الحرارة في المناطق المرتفعة، كما تتعرض إلى الرياح الجنوبية الغربية وهي رياح محملة بالأمطار والرطوبة. ونظراً لموقعها الجغرافي فإن الرياح الغربية تهب عليها وتصطدم بتيارات دافئة ، وتلتقي تلك القادمة من الشرق بالرياح القادمة من الغرب فتقلل من رطوبتها وتجعلها أكثر انسجاما ، إذ تجعل الهواء معتدلا جافا،كما تهب على المدينة رياح جافة كرياح الخماسين في أواخر فصل الربيع.

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

***الرطوبة:-

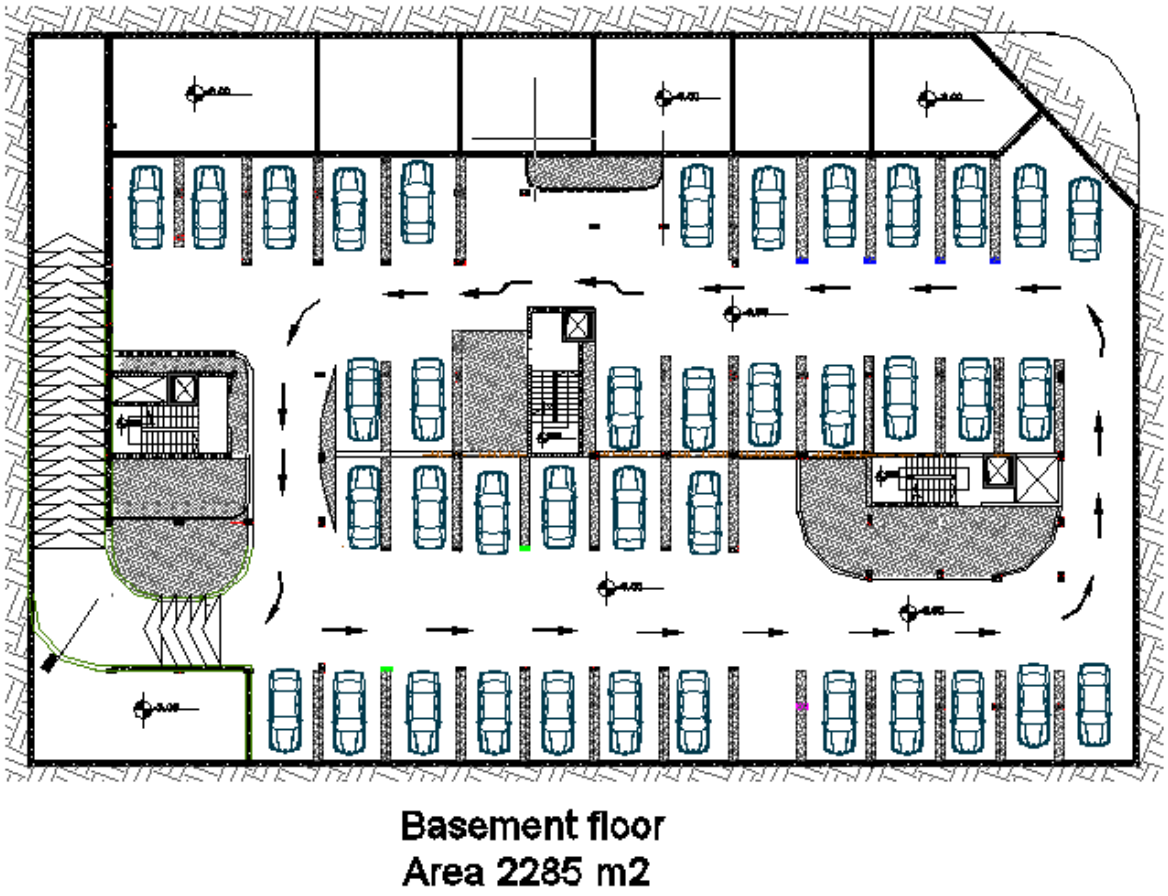
مناخ الخليل يتأثر بمناخ فلسطين الذي يعرف بأنه جاف وحار صيفاً ومعتدل وماطر شتاءً، ومناخ الخليل رغم صغرها يتباين تبعاً للتضاريس والمسطحات المائية المجاورة والبعد عن الصحراء، أما فيما يتعلق بالأمطار فإن معدلات التساقط متفاوتة تبعاً لتضاريس المنطقة الجغرافية حيث إن الأمطار في الخليل تتراوح ما بين (٤٠٠-٦٠٠ ملم) سنوياً.

4.2 وصف المساقط الأفقية:

يتكون المشروع من ثمانية طوابق بمساحة اجمالية وقدرها 9090 متر مربع، وهو عبارة عن مبنى سكني تجاري ذا مرافق متعددة، التوزيع المعماري لهذه المرافق يتسم بالوضوح و التماثل بين الطوابق وهذا أدى إلى تيسير التصميم الإنشائي للمشروع.

1.4.2 طابق التسوية (Basement Floor) :

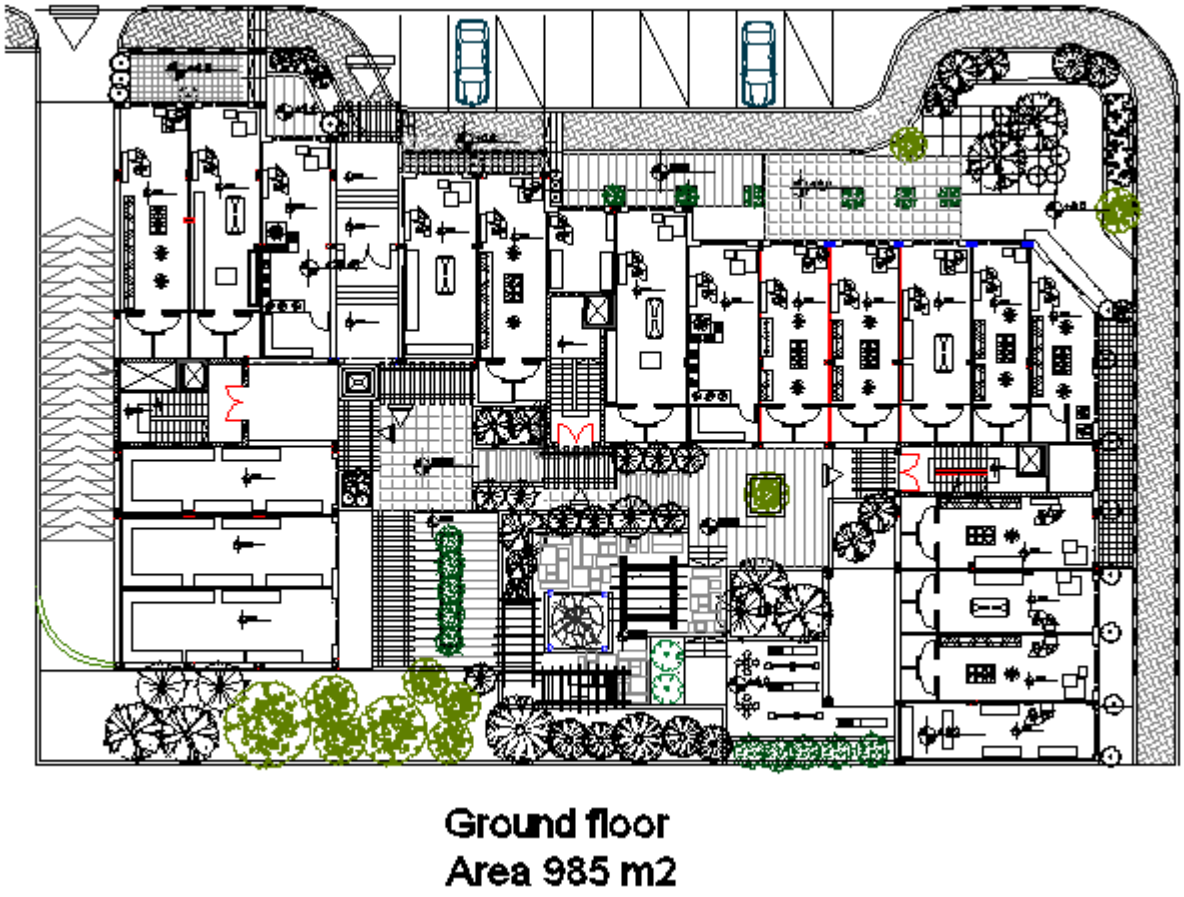
تبلغ مساحة هذا الطابق 2285 متر مربع ويقع على منسوب (3.00-) متر تحت سطح الأرض، وهو عبارة عن طابق يحتوي على مواقف للسيارات، ويحتوي ايضا على خزان للمياه بحجم 875 متر مكعب ويمتاز هذا الطابق بسهولة الحركة فيه وإمكانية دخول السيارات من الباب الرئيسي له ، ويمتاز أيضا بسهولة الانتقال من هذا الطابق الى أخر ، والشكل التالي يبين مسقط طابق التسوية.



الشكل (2-2) مسقط طابق التسوية (Basement Floor).

4.4.2 الطابق الأرضي(Ground Floor):

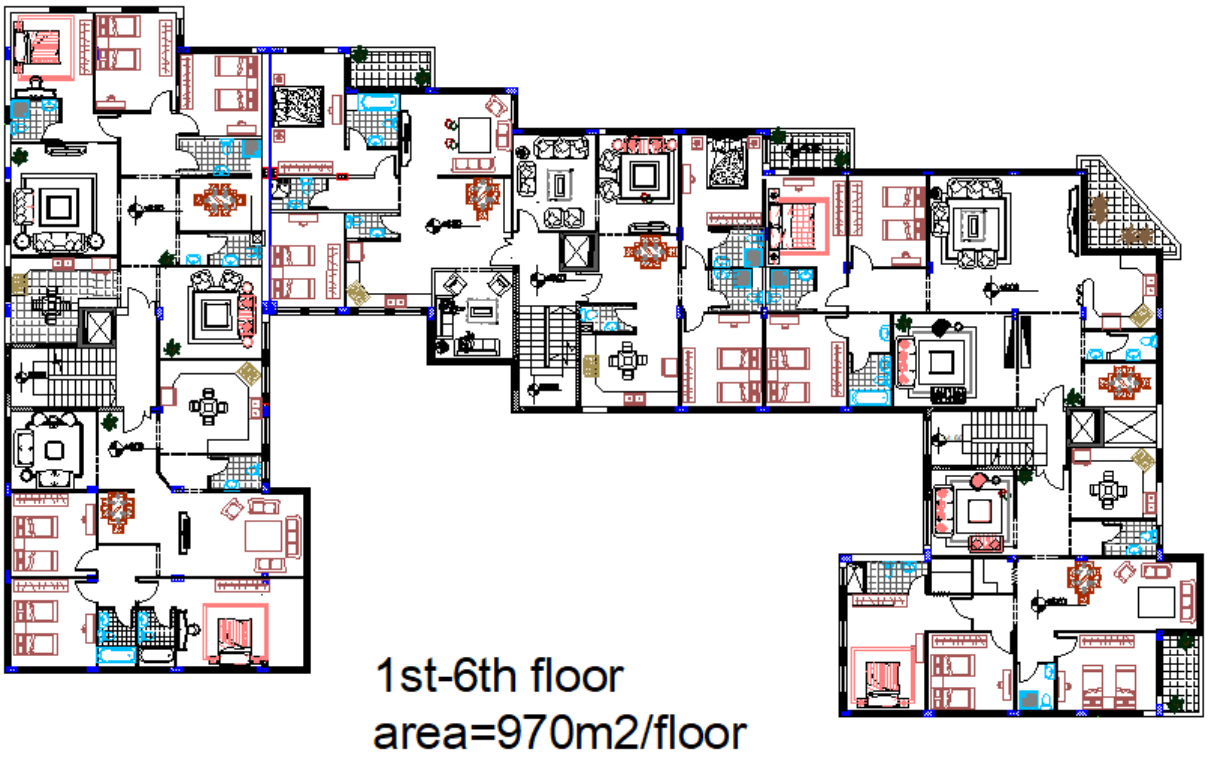
تبلغ مساحة هذا الطابق 985 متر مربع ويقع على منسوب (0.00) على مستوى سطح الأرض، ويمتاز كسابقه بسهوله الحركة بين الفراغات المختلفة والتلاؤم بين وظائف هذه الفراغات ، ويحتوي هذا الطابق على محال تجارية ومخازن للبضائع، والشكل التالي يبين مسقط الطابق الأرضي.



الشكل (2-3) مسقط الطابق الأرضي(Ground Floor).

5.4.2 الطابق الأول-السادس (Floor 1-6):

تبلغ مساحة الطابق الواحد 970 متر مربع ،و إرتفاع كل طابق 3 متر، وتمتاز كسابقتها بسهوله الحركة بين الفراغات المختلفة والتلاؤم بين وظائف هذه الفراغات، وتحتوي هذا الطوابق على 6شقق ، في كل شقة غرفة نوم رئيسية مع حمام وغرفتين نوم للأولاد وصالون وغرفة جلوس وحمامات عدد 2 ، ويمتاز أيضا بسهولة الانتقال من هذا الطابق الى أخر ، والشكل التالي يبين مسقط الطابق الأول.



الشكل (2-4) مسقط الطوابق من الأول للسادس (Floor 1-6).

5.2 وصف الواجهات:

لا شك في ان الواجهات المنبثقة من أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى ومدى علاقته مع البيئة المحيطة بل أنها تظهر اختلاف الوظيفة التي تؤديها الفراغات و التي تعكسها الواجهة؛ و هذا يأتي من خلال نظام الفتحات التي تظهرها الواجهة و التي لا بد ان تتناسب مع وظيفة هذا الفراغ ، أو من خلال المناسيب و تفاوتها.

1.5.2 الواجهة الشمالية للمبنى:

تعد هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية للمبنى و فيها يظهر المدخل الرئيسي للمبنى و يلاحظ الناظر الى هذه الواجهة اختلاف المناسيب تبعا للوظيفة التي تؤديها ، و يظهر تداخل الكتل الافقية و الراسية الامر الذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلا عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام نوعين من الحجر لتمييز مواقع الفتحات و يظهر في الواجهة التراجعات للمبنى، ومما يزيد في حداثة المبنى استخدام الكتل الزجاجية المكونة من الزجاج و الالمنيوم حيث اضفى على هذه الواجهة جمالا من جهة و من جهة أخرى فان مثل هذه الفتحات تسهم في توفير إضاءة طبيعية لهذا الجانب من المبنى.

الشكل (2-5) الواجهة الشمالية للمبنى.

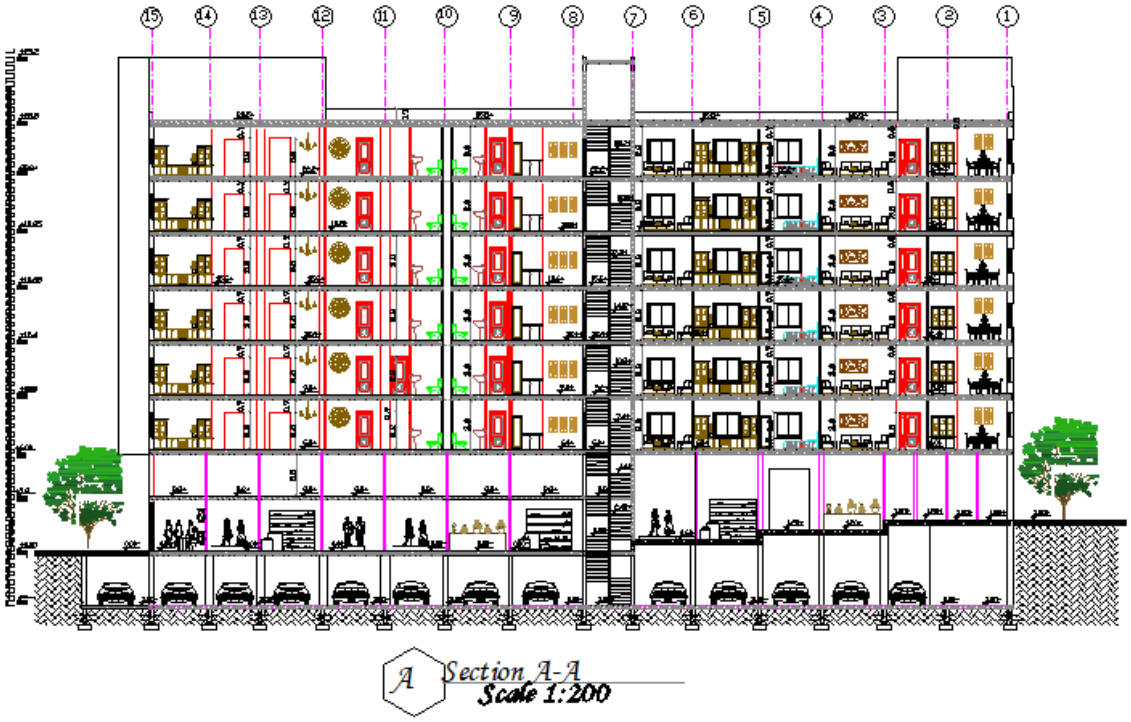
3.5.2 الواجهة الشرقية للمبنى :

يظهر في هذه الواجهة المحال التجارية ،ويلاحظ الناظر الى هذه الواجهة اختلاف المناسيب تبعا للوظيفة التي تؤديها ، و يظهر تداخل الكتل الافقية و الراسية الامر الذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلا عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام نوعين من الحجر لتمييز مواقع الفتحات و يظهر في الواجهة التراجعات للمبنى، ومما يزيد في حداثة المبنى استخدام الكتل الزجاجية المكونة من الزجاج و الألمنيوم حيث أضفى على هذه الواجهة جمالا من جهة و من جهة أخرى فان مثل هذه الفتحات تسهم في توفير إضاءة طبيعية لهذا الجانب من المبنى.

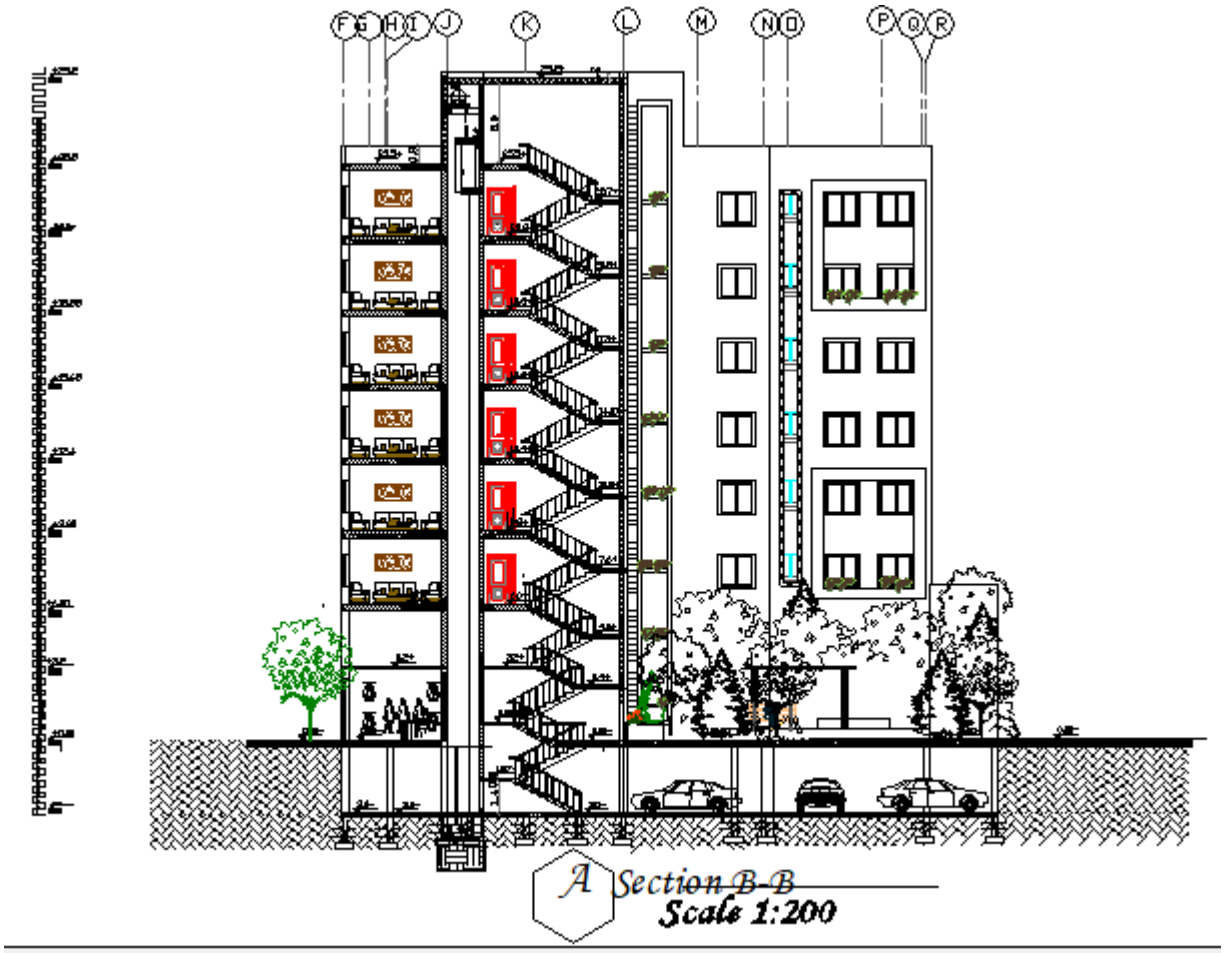
الشكل (2-6) : الواجهة الشرقية للمبنى.

6.2 وصف الحركة

تأخذ الحركة أشكالا عدة سواء من خارج المبنى باتجاه الداخل، او الحركة داخل المبنى نفسه؛ فالحركة من خارج المبنى الى داخله تتم بشكل سلس وسهل نظرا لعدم وجود فرق كبير في المنسوب الخارجي للمبنى والمنسوب الداخلي. اذ يمكن الدخول للمبنى من 3 أماكن (3مداخل) متواجده في الطابق الأرضي وأحد هذه المداخل ممتد الي طابق التسوية ،وهناك مدخل خلفي لدخول السيارات الي طابق التسوية ، أما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم الى حركة افقية داخل الطابق الواحد وحركة راسية بين الطوابق المختلفة باستخدام المصاعد والادراج.



الشكل (2-7) : قطاع A-A.



الشكل (2-8) : قطاع B-B.