جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

تخصص هندسة مدنية فرع هندسة مباني

اسم المشروع

التصميم الإنشائي لفندق في مدينة الخليل

فريق العمل

عهد أبوزينة هيا الدويك

إشراف

د. نصر عبوشي

فلسطين – الخليل

٢٠١٦/٢٠١٥

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

التصميم الإنشائي لفندق في مدينة الخليل

فريق العمل

عهد أبوزينة هيا الدويك

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

توقيع مشرف المشروع	توقيع رئيس الدائرة
د. نصر عبوشي	د.غسان الدويك

2016/2015

الإهداء

الحمد لله أولا وآخراً والآن ودائما.

إلى الوطن الذي كبرنا لأجله، وتعلمنا لأجله، وأكملنا وأبدعنا لأجله، إلى فلسطين الحبيبة التي كانت دوما لنا ملهمة ومعلمة ومحفزة على الاستمرار والتميز.

إلى من كانت اليد الطيبة التي تمتد دوما لتمسح عن جبيني التعب، إلى من كانت الحافز الأول **دائما** كلما شعرت بالفتور والملل، إلى أمي الغالية التي سهرت كلما سهرت وتعبت أكثر مما تعبت، إلى أمي العظيمة التي كانت ولا زالت نموذجا للعطاء والمحبة، أهدي إليك جهدي كما لم تبخلي علي بجهدك **أبدا..**

إلى الغالي الذي يزين اسمي بوجود اسمه دائما، إلى **أبي الذي عمل كثيرا** لكي أصل إلى هنا، إليك يا من كنت أتكأ على وجوده كلما انحيت.. وإليكم أخواتي وأخوتي وصديقاتي

إلى أرواح الشهداء التي زينت بعطرها الشذي حياتنا، إلى أرواحهم التي تطير محلقة حولنا لتحفنا بالنصر والبهجة، إليكم يا من قدمتم دماءكم فداء لنا ولدينكم، نهديكم علمنا **كما** أهديتمونا أرواحكم..

وزميلاتي وأساتذتي، إلى كل من دعمني بكلمة **ودعوة وأمل وحب..** أهدي إليكم جميعا جهدي هذا ومحبتي.

فريق العمل

الشكر والتقدير

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

نتقدم بجزيل الشكر والامتنان

إلى جامعتنا .... جامعة بوليتكنك فلسطين .

إلى كلية الهندسة.

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

إلى المشرف على هذا المشروع .... د. نصر عبوشي .

إلي من دعمنا في جميع مراحل حياتنا .... أهلنا الأحباء.

إلى كل من ساهم في انجاز هذا البحث المتواضع .

فريق العمل

التصميم الإنشائي لفندق فلسطين
في مدينة الخليل

فريق العمل:

عهد أبوزينة هيا الدويك

جامعة بوليتكنك فلسطين- ٢٠١٥/٢٠١٦م

إشراف:

د. نصر عبوشي

ملخص المشروع

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لفندق الخليل في مدينة الخليل، بحيث سيشمل المشروع تصميم كافة التفاصيل الإنشائية اللازمة بحيث يتكون المبنى من ثمانية طوابق؛ حيث تبلغ المساحة الطابقية له ٨٤٨٥ 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 وسهولة وسرعة الوصول للمستخدمين ، كما وتكمن أهمية المشروع في تنوع العناصر الإنشائية في المبنى مثل الجسور والأعمدة والجسور المدلاة والبلاطات الخرسانية والأدراج وغيرها.

تم التصميم في المشروع بناءً على متطلبات كود الخرسانة الأمريكي (ACI) وتم الاستعانة ببعض برامج التصميم الإنشائي مثل AutoCAD, Office , Safe, Etabs , Atir وغيرها. ومن الجدير بالذكر أنه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال كما وتم الاطلاع ودراسة المراجع الخاصة بالتصميم الإنشائي وعلى بعض مشاريع التخرج السابقة، حيث تضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد و تحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر المطلوبة في مقدمة المشروع و إعداد المخططات الإنشائية للمبنى.

Structural design of Hebron Hotel

Work Team

Haya Dweik A'hd Abuzieneh

Palestine Polytechnic University 2015/2016

Supervisor

Dr.Nasr Abboushi

Abstract

The idea of this project is the structural design of Hebron Hotel, The project will include the construction design with all details necessary for the building which consists of eight floors such that the total area of floors equal 8485 m^2.

The architectural design of the project based on multiple steric blocs distributed consistently in terms of aesthetic and functional purposes, as well as it has been designed in the form of distributing blocks that provide comfort, ease and speed of access for users. The importance of the project can be observed in the variety of the structural elements of the building such as slabs, beams, columns, foundation…etc.

The project designed using ACI code and we use some of programs of structural design such as Autocad2010, Office2007, Safe, Etabs, Atir…etc. And we use the Jordanian code to determine the loads, and we refer to several references and graduation projects for data and design calculations. So the project include detailed structural study, analysis of the structural elements, expected and calculated loads, the structural design of the elements required and the preparation of construction plans.

الفصل الأول

المقدمة

المحتويات

١.١ تمهيد

٢.١ أهداف المشروع

٣.١ مشكلة المشروع

٤.١ حدود مشكلة المشروع

٥.١ المسلمات

٦.١ فصول المشروع

٧.١ إجراءات المشروع

١.١ تمهيد

الهندسة بصفة عامة هي الجسد الذي يجمع بين الأدوات التقنية المتاحة والأنشطة والمعرفة، فهي النشاط الاحترافي الذي يستخدم التخيل والحكمة والذكاء في تطبيق العلوم والتكنولوجيا والرياضيات و الخبرة العملية لكي تستطيع أن تصمم وتنتج وتدير العمليات التي تتناسب واحتياجات البشرية .

فالهندسة المدنية عموما هي الوسيلة الوحيدة التي تجعل من العالم مكانا انسب وأصلح للعيش فيه . وهندسة المباني خصوصاً هي الهندسة التي تعتني بجانب توفير المسكن المطلوب بالمواصفات المطلوبة وبالجودة المطلوبة وبالموارد المتاحة لكل فرد في المجتمع. والمهندس المدني هو الذي يقوم بالتصميم والتنفيذ والإشراف على التنفيذ للمشروعات المختلفة، ويكمن دوره الفعال في ارتباط عمله ارتباطاً وثيقاً بأرواح البشر .

٢.١ أهداف المشروع

تبين من الدراسات أن مدينة الخليل تفتقر لوجود فنادق مميزة بشكل عام ، ويعاني قطاع السياحة فيها من الإهمال بسبب انتهاكات الاحتلال الصهيوني وتأثيره على نفسية السائح، حيث أن وجود الاحتلال يحد من عدد السائحين لذلك أصبح هناك ضرورة لوجود مرفق سياحي متميز يتمثل في إقامة فندق يحقق الرفاهية ويتطابق مع المعايير العالمية بهدف تنمية القطاع السياحي ودعم الاقتصاد المحلي .

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

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

٣.١ مشكلة المشروع

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل وتحديد النظام الإنشائي و التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة لفندق في مدينة الخليل، وفي هذا المجال تم توزيع أعمدة المبنى وتحديد أنواع البلاطات وتحليل بعض العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور وغيرها . بتحديد الأحمال الواقعة عليه، ومن ثم تحديد أبعاده وتصميم التسليح اللازم

له، مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأة، ومن ثم تم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها، لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ.

١.٤ حدود مشكلة المشروع

تقتصر الدراسة في هذا المشروع على إعداد المخططات الإنشائية الهندسية المطلوبة لمختلف العناصر الإنشائية في المبنى المراد تصميمه، لتتكامل هذه التصاميم مع التصاميم المعمارية المعدة مسبقا، حيث تم العمل خلال الفصلين الثاني والأول من السنة الدراسية ٢٠١٥_٢٠١٦ من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الأول و مشروع التخرج في الفصل الثاني .

١.٥ المسلمات

١. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-11) .
٢. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, STAAD pro. 2008).
٣. برامج أخرى مثل Microsoft office Word & Power Point.

١.٦ فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

١- الفصل الأول : يشمل المقدمة العامة عن المشروع .
٢- الفصل الثاني : يشمل الوصف المعماري للمشروع.
٣- الفصل الثالث : يشمل الدراسة الإنشائية للمشروع بما يحتويه من عناصر إنشائية وأحمال، و الوصف الوظيفي لهذه العناصر.
٤- الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.
٥- الفصل الخامس : النتائج و التوصيات.

٧.١ إجراءات المشروع

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

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

٣) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.

٤) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

5) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.

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

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

جدول (١) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (٢٠١٦/٢٠١٥)

الفعاليات الاسابيع	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																
التحليل الانشائي للمشروع																
التصميم الانشائي للمشروع																
اعداد المخططات																
كتابة المشروع																
عرض المشروع																

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

المحتويات

١.٢ مقدمة

٢.٢ لمحة عن المشروع

٣.٢ وصف موقع المشروع

٤.٢ وصف المساقط الأفقية للمبنى

٥.٢ وصف الواجهات

٦.٢ وصف الحركة

١.١مقدمة

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 اعتماداً على الأحمال المختلفة الواقعة عليها والتي يتم نقلها عبر هذه العناصر إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة.

٢.٢ لمحة عن المشروع

من خلال التجوال في شارعنا الفلسطيني، و كشف الغطاء عن همومه، نجد حاجة مجتمعنا الملحة إلى وجود فنادق في منطقتنا ، نظرا للحاجة إلى تنمية القطاع السياحي ودعم الاقتصاد المحلي.
وتتلخص فكرة المشروع بعمل تصميم لفندق يحقق الأهداف التي ذكرت آنفاً ويلبي جميع الاحتياجات التي يتطلبها القطاع السياحي حيث يتكون المشروع من سبعة طوابق بالإضافة إلى طابق تسوية واحد، تتدرج في المساحة من حوالي ٩٣٠ متر مربع إلى حوالي ١٦٠٠ متر مربع تتنوع فيها الخدمات الوظيفية بشكل مناسب مع الحاجة المبتغاة من التصميم، وتبلغ مساحة قطعة الارض المقترح عمل المشروع عليها ٢٠ دونم.

وقد كانت هذه الأفكار ترتكز بشكل أساسي على استعمالات المبنى وعلى العوامل المحلية التي تؤثر في التصميم مثل مدخل المبنى و أشعة الشمس واتجاه الرياح والمناخ وغيرها .

٣.٢ وصف 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 وعلاقاتها 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.

قطعة الأرض غير منتظمة الشكل، يبلغ مساحتها تقريبا٢٠ دونم، والتي تقع في مدخل المدينة ، الواقعة إلى الشمال من مدينة الخليل؛ هنا سوف يجثم الفندق المراد إنشاؤه، وقد تم ملائمة المشروع مع الموقع الذي تم اختياره، والذي سوف يأخذ شكلا يميل إلى الاستطالة متماشياً مع شكل الأرض، وكذلك مراعاة تحقيق الوظيفة للمبنى وتحقيق شروط الجمال، وتم مراعاة اختيار مكان مناسب من حيث التوجيه والتهوية، وطرق الاتصال الأفقي والرأسي لأجزاء المبنى من مكاتب وقاعات وغرف وكافيتريات وأي خدمات أخرى.

شكل (١): صورة جوية للموقع

١.٣.٢ موقع المشروع

تقع قطعة الأرض المقترحة للمشروع على مدخل مدينة الخليل تماماً التي تقع إلى جنوب فلسطين، تتميز الأرض بموقع مميز يجعل المشروع نقطة جذب للسائحين حيث يسهل وصول السائحين إليها كما أنها بعيدة عن الاكتظاظ المروري وعن التجمعات السكنية بالإضافة إلى توفر العناصر الخضراء القريبة من الموقع . وتبلغ مساحة قطعة الأرض المقترحة ٢٠ دونم والشكل السابق يبين موقع قطعة الأرض تدرجا من دولة فلسطين - جنوب الضفة الغربية - الخليل - الموقع المقترح.

٢.٣.٢حركة الرياح و الشمس

تعتبر دراسة حركة الرياح و الشمس من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فيجب معرفة تأثير كل من الرياح والشمس على المبنى ليتسنى تقسيمه إلى فراغات تتناسب وتوجيهه المناخي بحيث يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإضاءة الطبيعة. وفي فلسطين يصل معدل الرياح السنوي إلى ٩.٩ كم/ساعة، حيث يبلغ أقصاها بشهر كانون أول فيصل ١٧.٧ كم/ساعة ، وأخفض معدل لها في تشرين ثاني حيث يسجل ٦.٨ كم/ساعة ،(جهاز الإحصاء الفلسطيني ٢٠١١). ويصل معدل الإشعاع السنوي في مدينة الخليل إلى ٨.٣ ساعة/يوم

٣.٣.٢ الضوضاء

يتميز الموقع بالهدوء، فالموقع بعيد عن الضوضاء وعن المباني إذ أن المباني المحيطة بالموقع هي مباني سكنية وقليلة نسبيا.

٤.٣.٢ الرطوبة النسبية

حيث أن معدل الرطوبة النسبية في مدينة الخليل يصل إلى ٥٦% ، يتراوح بين ٣٨%في تشرين الثاني إلى٦٦%في شهري كانون الثاني وأيلول (جهاز الإحصاء الفلسطيني ٢٠١١).

٥.٣.٢ كميات هطول الأمطار السنوية

يصل مجموع الأمطار السنوي في مدينة الخليل ٣٩٣.٧ ملم وتظهر القياسات أن شهر شباط يملك أعلى كمية أمطار حيث تصل ١٤٦.٨ ملم.

٤.٢ وصف المساقط الأفقية

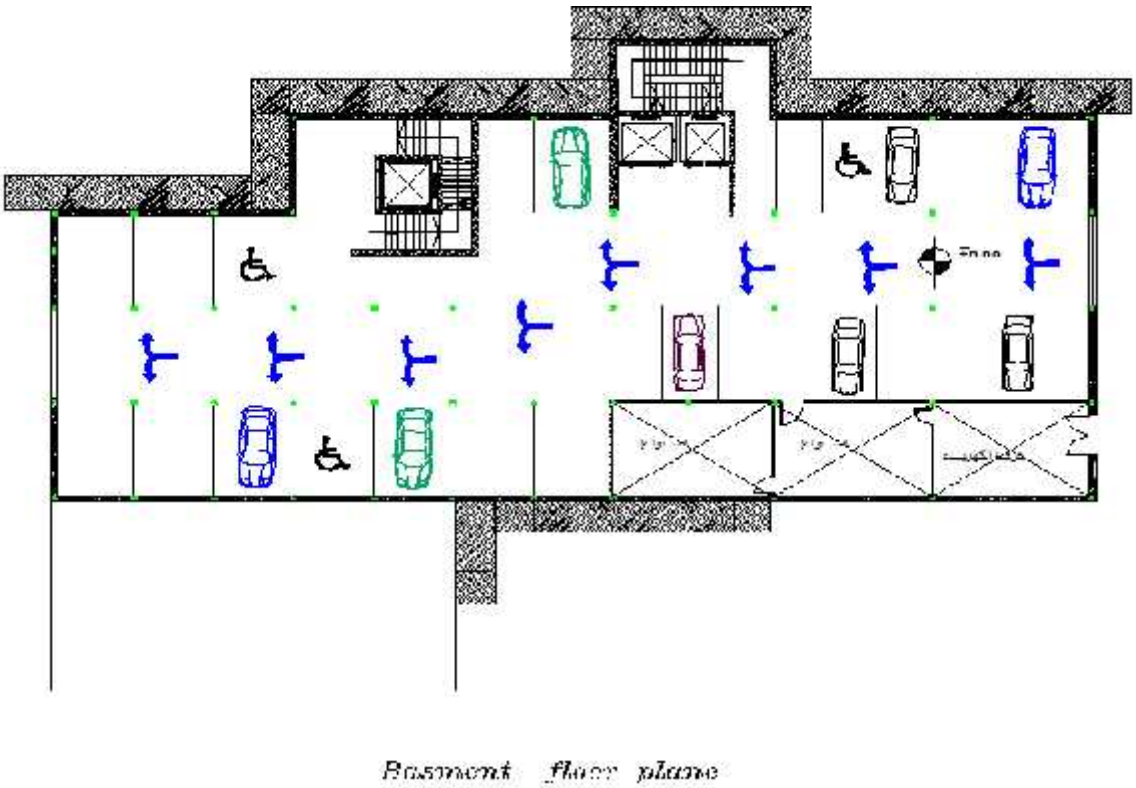
المبنى في تركيبته الهندسية يعتمد اعتماداً كلياً على الشكل المستطيل نظراً لطبيعة الأرض وتبلغ المساحة الطابقية لهذا المبنى ٨٤٨٥ م٢ موزعة على ثمانية طوابق .

١.٤.٢ طابق التسوية

مساحة هذا الطابق هي ٩٣١ متر مربع ويتم الوصول إليه عن طريق مدخل من الشارع (ramp) لتدخل إليه سيارات الخدمات ويكون المدخل للمستخدمين عن طريق الأدراج والمصاعد من الطوابق العلوية.

ويحتوي هذا الطابق على عدة أقسام وهي:

- مواقف للسيارات
- غرفة للكهرباء .
- مستودعات لتخزين .



شكل (٢): مخطط طابق التسوية

٢.٤.٢ الطابق الأرضي

مساحة هذا الطابق هي ١٦٠١ متر مربع ويتم الوصول إليه عن طريق مدخل رئيسي من الواجهة الامامية ومدخل من الحدائق حول المبنى ،ويتم الانتقال عبر الطوابق عن طريق المصاعد والأدراج .

ويحتوي هذا الطابق على:

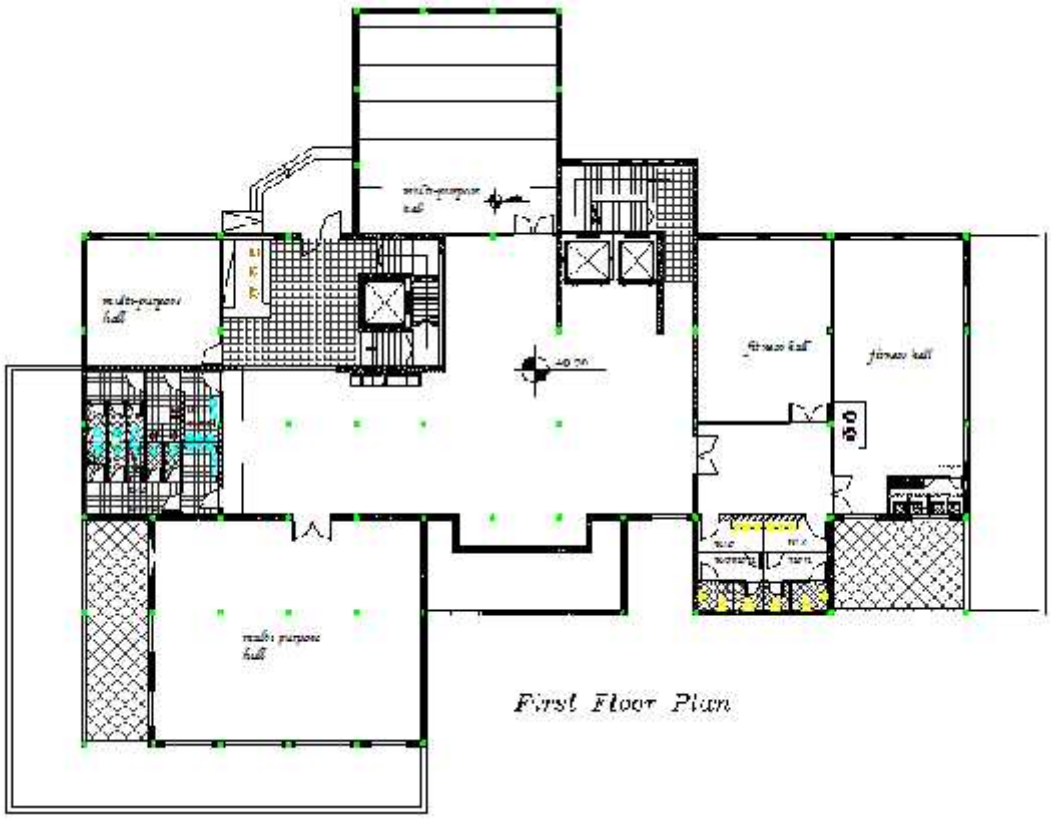
- قسم الاستقبال .
- غرف الإدارة.
- مطاعم داخلية وخارجية وكافيتريات والاستراحة .

شكل (٣): مخطط الطابق الأرضي

٣.٤.٢ الطابق الأول

مساحة هذا الطابق هي ١٢٤٨.٤ متر مربع ويتم الوصول إليه من الطوابق عن طريق المصاعد والأدراج.
ويحتوي هذا الطابق على:

- قاعة رياضية.
- قاعة بلياردو.
- غرف متعددة الاستخدام " مدرجات وقاعات "



شكل (٤): مخطط الطابق الأول

٢.٤.٤الطابق الثاني

مساحة هذا الطابق هي ١٠٦٤ مترمربع ويتم الوصول إليه عن طريق المصاعد والأدراج.

ويحتوي هذا الطابق على :

- غرف النزلاء .

شكل (0): مخطط الطابق الثاني

٥.٤.٢ الطابق الثالث

مساحة هذا الطابق هي ١٠٦٤ مترمربع ويتم الوصول إليه عن طريق المصاعد والأدراج.

ويحتوي هذا الطابق على:

- غرف النزلاء .

شكل (٦): مخطط الطابق الثالث

٥.٤.٢ الطابق الرابع

مساحة هذا الطابق هي ١٠٦٤ متر مربع ويتم الوصول إليه عن طريق المصاعد والأدراج.

ويحتوي هذا الطابق على:

- غرف النزلاء .

شكل (٧): مخطط الطابق الرابع

٦.٤.٢ الطابق الخامس

مساحة هذا الطابق هي ٧٥٧ متر مربع ويتم الوصول إليه عن طريق الأدراج والمصاعد.

ويحتوي هذا الطابق على:

- غرف النزلاء .

شكل (٨): مخطط الطابق الخامس

٧.٤.٢ الطابق السادس

مساحة هذا الطابق هي ٧٥٧ متر مربع ويتم الوصول إليه عن طريق الأدراج والمصاعد.

ويحتوي هذا الطابق على:

- غرف النزلاء .

شكل (٩): مخطط الطابق السادس

0.٢ وصف الواجهات

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

١.٥.٢ الواجهة الشمالية

الشكل(١٠): الواجهة الشمالية

تعد هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية وفيها يظهر المدخل الرئيسي للمبنى . وفي هذا المشروع يظهر من خلال التصميم المعماري للواجهات وجود التداخل في الكتل الأفقية والرأسية، كما يلاحظ استخدام نوعين من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وقطع الملل من جهة أخرى.. ومما يزيد في حداثة المبنى استخدام الكتل الزجاجية المكونة من الزجاج والألمنيوم حيث أضفى على هذه الواجهة جمالاً من جهة ومن جهة أخرى فإن مثل هذه الفتحات تسهم في توفير إضاءة طبيعية لهذا الجانب من المبنى كونه يتعرض لأشعة الشمس فترة قصيرة.

٢.٥.٢ الواجهة الجنوبية

الشكل(١١): الواجهة الجنوبية

يلاحظ الناظر لهذه الواجهة اختلاف المناسيب تبعاً للوظيفة التي تؤديها . كما يظهر تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام نوعين من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وقطع الرتابة من جهة أخرى.

٣.٥.٢ الواجهة الشرقية

الشكل(١٢): الواجهة الشرقية

إن الناظر إلى هذه الواجهة فإن تراجع الطوابق فيها أول ما يثير انتباهه حيث تم اعتماد فكرة التراجع في الطوابق كلما توجهنا لأعلى المبنى حيث أن هذا يضفي الصفة الجمالية للمبنى والتراجعات أيضاً تأتي حسب الهدف الوظيفي لكل طابق وكل جزء من أجزاء الفندق . والناظر لهذه الواجهة يرى تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة وهذا بدوره يعكس اختلاف الوظيفة التي تحويها فراغات المبنى.

٤.٥.٢ الواجهة الغربية

الشكل (١٣): الواجهة الغربية

إن الناظر لهذه الواجهة يلاحظ اختلاف مناسيب الطوابق وكذلك التراجع الحاصل كلما ارتفعنا للأعلى وهو ما أضفى عليها جمالاً .إن الاختلاف في الكتل في هذه الواجهة يدل على اختلاف وظيفة كل كتلة عن الاخرى .كما يلاحظ اختلاف هيئة الشبابيك هنا في هذه الواجهة وهذا يضفي جمالاً للواجهة .

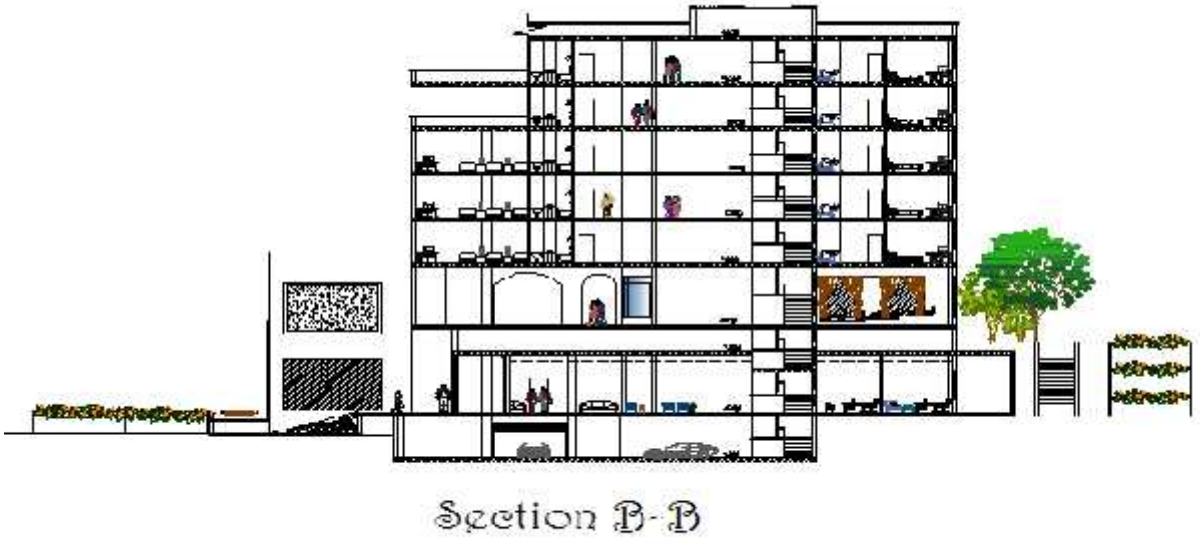
٦.٢ وصف الحركة

تأخذ الحركة أشكالاً عدة سواءً من خارج المبنى باتجاه الداخل، أو الحركة داخل الفندق نفسه ؛ فالحركة من خارج الفندق إلى داخله تتم بشكل سلس نظرا لعدم وجود فرق كبير في المنسوب الخارجي للمبنى ومنسوبه الداخلي .. أما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم إلى حركة أفقية داخل الطابق الواحد وحركة راسية ما بين الطوابق المختلفة.

فالحركة في الطوابق تأخذ شكلين : حركة خطية وحركة رأسية فالحركة الخطية تكون في الممرات في الطوابق على عكس الحركة الرأسية بين الطوابق فتتم من خلال الأدراج والمصاعد الكهربائية حيث أنها تأخذ أماكن متعددة في المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الرأسية بينها . وهذا يوضحه الشكل (١٤).

الشكل (١٤): Section A-A

والشكل التالي يوضح قطاع في مكان آخر من المبنى .



الشكل (١٥): Section B-B

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي للمشروع

المحتويات

١.٣ مقدمة

٢.٣ هدف التصميم الإنشائي

٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبني

٤.٣ الأحمال

٥.٣ الاختبارات العملية

٦.٣ العناصر الإنشائية

١.٣ المقدمة

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 .

٢.٣ هدف التصميم الإنشائي

يهدف التصميم الإنشائي بشكل أساسي إلى إنتاج منشأ متقن ومتزن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال ميتة وحية وأيضا أحمال بيئية من تأثير الزلازل و الرياح و الثلوج. 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 للمنشأ.

٣.٣ 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.

٤.٣ الأحمال

إن الأحمال هي المؤثر الذي يتلقاه أي منشأ من داخله أو من الوسط المحيط به، وكل منشأ حسب طبيعته يخضع لأنواع وأشكال مختلفة من الأحمال التي تكون مختلفة تبعاً لمصدرها.

يتعرض المنشأ خلال حياته إلى أحمال مختلفة، وتكون الوظيفة الإنشائية للمنشأ هي نقل جميع الأحمال التي يمكن أن يتعرض لها المنشأ إلى الأرض بأمان.إن أهم الأحمال التي يجب أخذها بالحسبان أثناء التصميم هي الأوزان الميتة والحية بالدرجة الأولى ويليها الأحمال غير الوزنية مثل الرياح والزلازل ثم التأثيرات الأخرى.

١.٤.٣ الأحمال الميتة

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

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي

الجدول (٢) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	البلاط	٢٢-٢٧
2	المونة	٢٣
3	الخرسانة المسلحه	٢٥
4	الطوب	١٠
5	القصارة	٢٣
٦	الرمل	١٧

٢.٤.٣ الأحمال الحية

إن الأحمال الحية هي الأحمال التي سيتعرض لها المنشأة خلال الاستثمار وهي يمكن أن تكون ساكنة أو متحركة. وتحدد الأحمال الحية على أي جزء من المنشأ تبعا لوظيفة الاستثمار لهذا الجزء، وعادة تحدد كودات البناء المعمول بها في كل بلد الأحمال الحية الدنيا الواجب اعتمادها في التصميم. وهي تشمل :

- أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.
- الأحمال الديناميكية، كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة.
- الأحمال الساكنة، والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر، كأثاث البيوت ، والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة، والمواد المخزنة ، والجدول (٣) يبين قيمة الأحمال الحية اعتمادا على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني.

الجدول (٣) الأحمال الحية للمرافق الخاصة بالفنادق

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	غرف النوم والمضاجع	2
2	الحمامات	2
3	الطعام وردهات الإستراحة والبلياردو	2
4	الممرات والأدراج وبسطات الأدراج الثانوية	4
5	المطابخ وغرف الغسيل	2

٣.٤.٣ الأحمال البيئية

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

١. الرياح

تشكل الرياح حمولة موزعة بشكل متعامد على أوجه البناء، وتكون هذه الحمولة متغيرة مع الارتفاع حيث تتزايد مع الارتفاع، وتحدد هذه الحمولة استناداً إلى سرعة الرياح السائدة في موقع البناء خلال العمر التصميمي، وطبيعة وطبوغرافية الموقع إضافة إلى شكل البناء وأبعاده. تعد حمولة الرياح من الأحمال الديناميكية التي يستعاض عنها عادة بحمولة ستاتيكية مكافئة والتي تختلف تبعا لارتفاع المنشأة.

٢. الثلوج

يتم تحديد حمولة الثلج بناء على الوزن الحجمي للثلج والسماكة التي يمكن تجمعها والمرتبطة بالارتفاع عن سطح البحر وانحدار السطح الخاضع لحمولة الثلج.، ويمكن تقييم أحمال الثلوج اعتماداً على الأسس التالية:

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

والجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني.

الجدول (٤) قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

علو المنشأ عن سطح البحر (h) (بالمتر)	أحمال الثلوج (kN/m^2)
$h < 250$	0
$500 > h > 250$	(h-250) /800
$1500 > h > 500$	(h-400) / 320

استناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر، و الذي يساوي (٩٠٠م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالآتي:

$$s_L = \frac{h - 400}{320}$$

$$s_l = \frac{900 - 400}{320} = 1.563 kN/m2$$

٣. الزلازل

تعد أحمال الزلازل من الأحمال الديناميكية التي يتعرض لها المنشأ، ويمكن أن تكون بأي اتجاه أفقي إضافة إلى الاتجاه الشاقولي، وهي أحمال متغيرة مع الارتفاع يبلغ تأثيرها الأكبر عند منسوب سطح قاعدة البناء، وترتبط الأحمال الزلزالية بالأحمال الميتة في المنشأ، فكلما ازدادت هذه الأحمال ازدادت الأحمال الزلزالية.

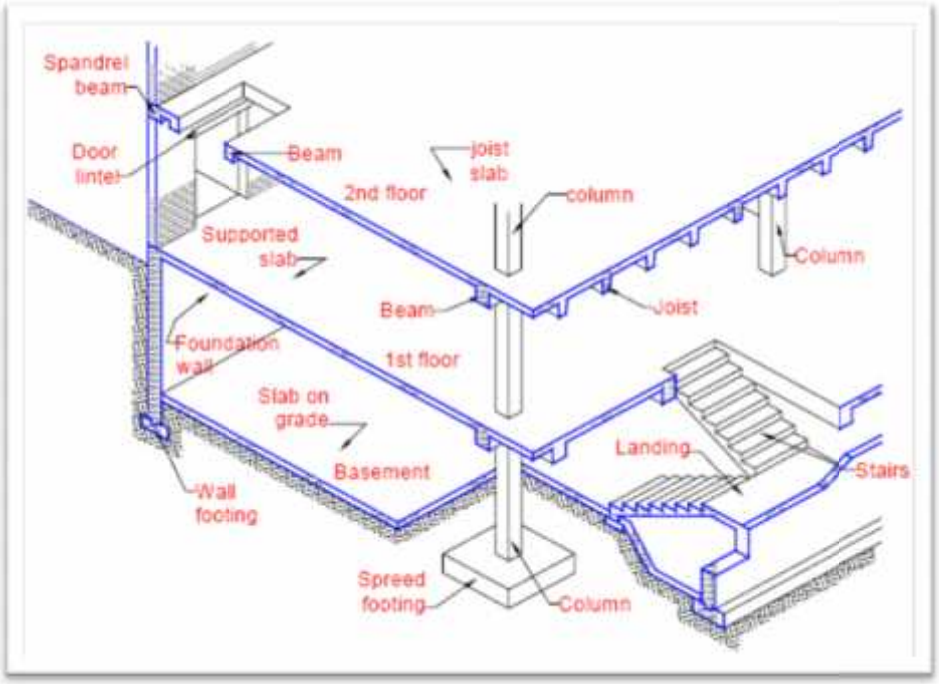
يحدد الحمل الزلزالي الستاتيكي المكافئ استنادا إلى مجموعة من العوامل وهي ترتبط بمجموع الأحمال الميتة للمنشأ وبمنطقة المنشأ ضمن الخارطة الزلزالية وإلى موقع المنشأ ونوعه وأبعاده وشكله وأهميته.

٥.٣ الاختبارات العملية

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى ، عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع، ويعنى بها جميع الأعمال التي لها علاقة باستكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية ، وتحليل المعلومات وترجمتها للتنبؤ بطريقة تصرف التربة عند البناء عليها، وأكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على قوة تحمل التربة (Bearing Capacity) اللازمة لتصميم أساسات المبنى وكانت قوة تحمل التربة للموقع تساوي ٤٠٠كيلو نيوتن لكل متر مربع.

٦.٣ العناصر الإنشائية المكونة للمبنى

تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تعمل مع بعضها لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري، ومن أهم هذه العناصر: البلاطات الخرسانية "العقدات" والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغيرها.



الشكل (١٦): بعض العناصر الإنشائية في المبنى

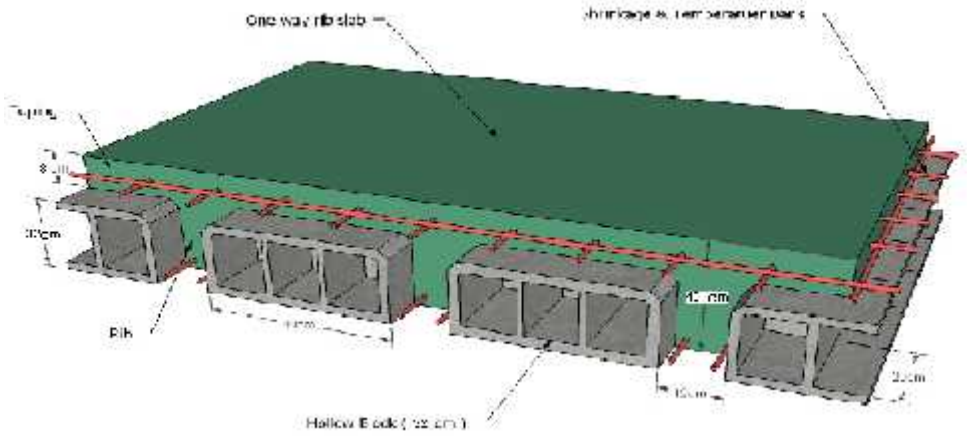
١.٦.٣ البلاطات الخرسانية "العقدات"

و هي العناصر الإنشائية التي تقوم بنقل الأحمال الواقعة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة لها في المنشأ مثل الجسور و الأعمدة و الجدران. و يتم اختيار النوع الأمثل بالاعتماد على عدة عوامل أهمها:

١- الفضاءات بين الأعمدة.
٢- وظيفة المنشأ.
٣- التكلفة.
٤- السهولة، الوقت، القوالب الشائعة منها.

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

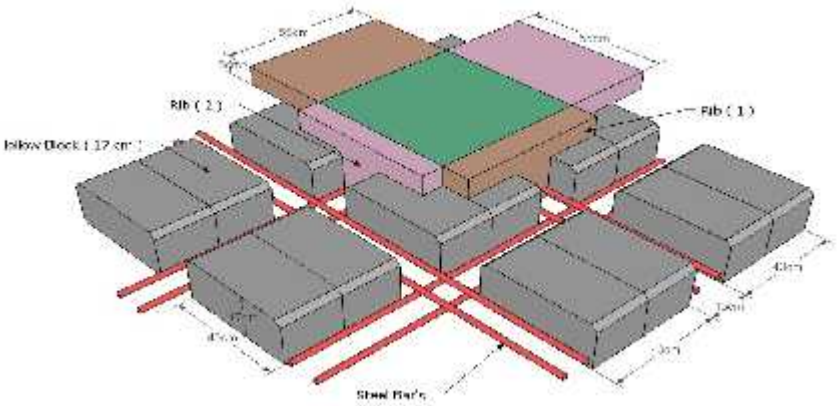
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في فلسطين وتتكون من صف من الطوب يليه العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد، وقد تم استخدامها في معظم العقدات في المشروع كما هو مبين في الشكل (١٧).



الشكل (١٧): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد

عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab):

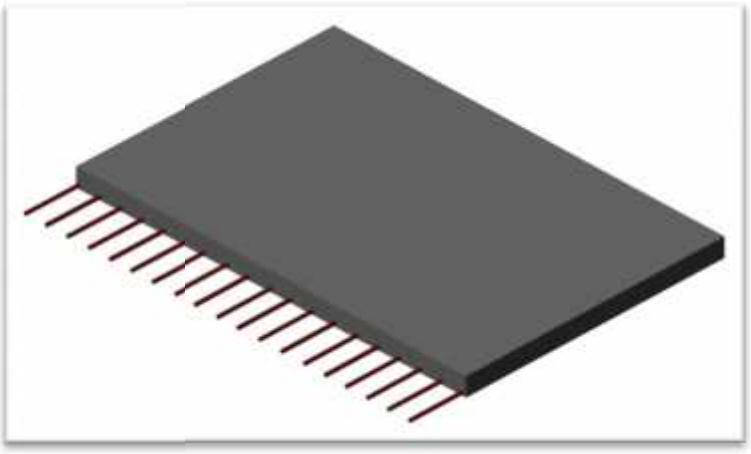
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (١٨). وقد استخدمت في المشروع في منطقة واحدة فقط .



الشكل (١٨): عقدات العصب ذات الاتجاهين

العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab):

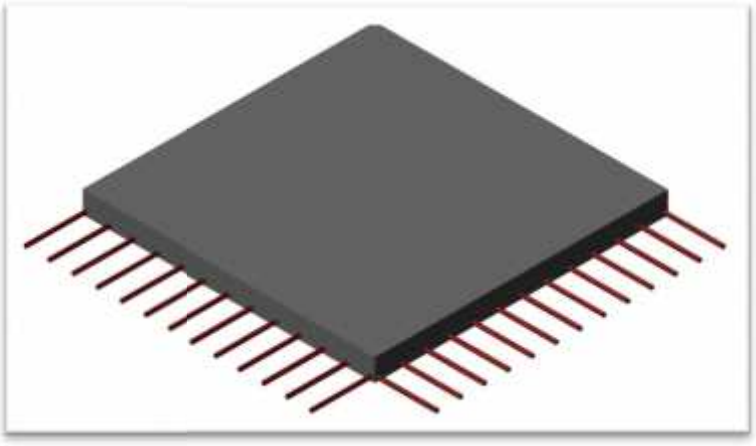
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظرا للسماكة المنخفضة . كما في الشكل (١٩).



الشكل (١٩): العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد

العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab):

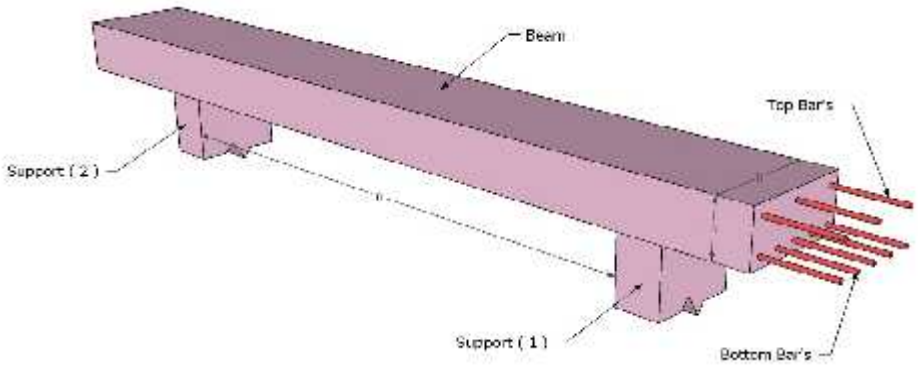
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات و ذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين ، ولم يتم استخدامها في المشروع موضحه في الشكل (٢٠).



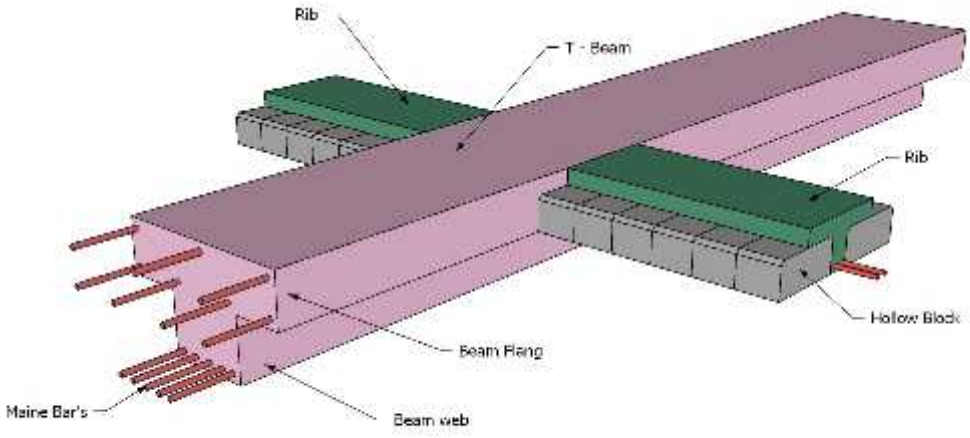
الشكل (٢٠): العقدات المصمتة ذات الاتجاهين

٢.٦.٣ الجسور

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ، وهي نوعين: جسور مسحورة (مخفية داخل العقدات) والجسور المدلاة "Droped Beams" (تبرز عن العقدة من الأسفل) ، ونظرا للمسافات المختلفة بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع ، فإن الجسور التي سوف تستخدم في العقدة ستكون جسور مسحورة في المناطق التي تكون فيها المسافة بين الأعمدة قليلة وأخرى مدلاة في المناطق التي تكون فيها المسافات بين الاعمدة كبيرة.



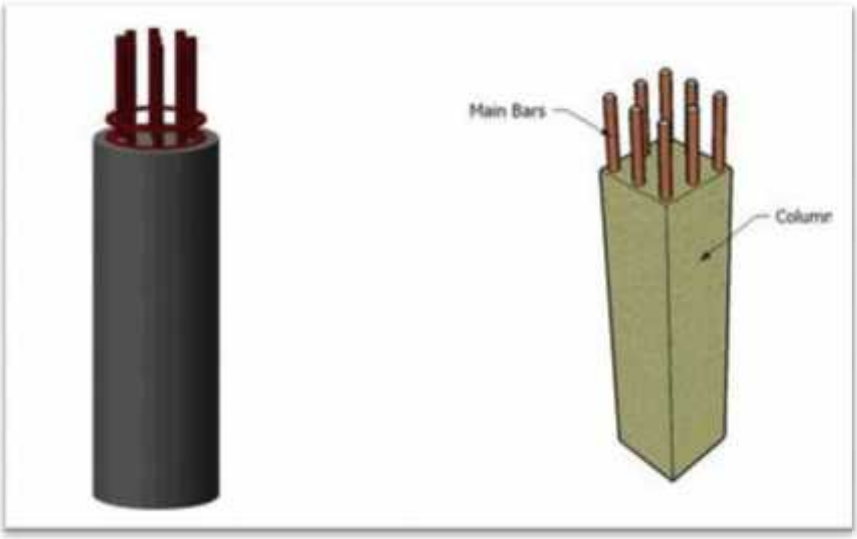
الشكل (٢١): جسر مسحور



الشكل (٢٢): جسر مدلى

٣.٦.٣ 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.

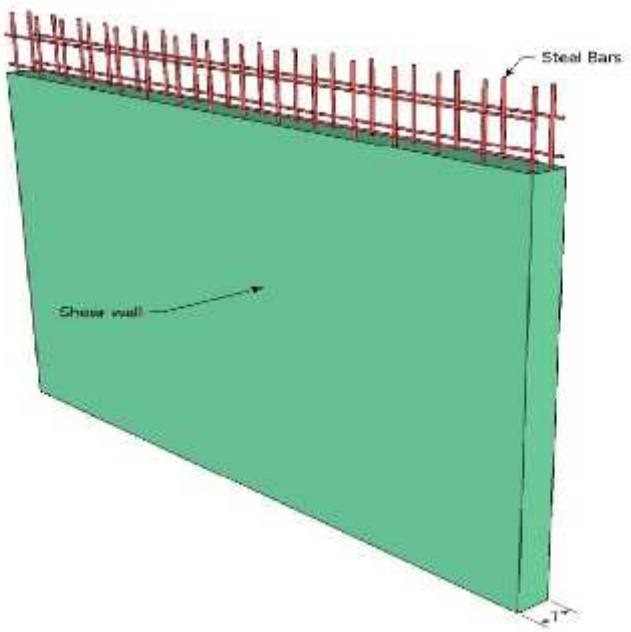


الشكل (٢٣): أحد أشكال الأعمدة

٤.٦.٣ الجدران 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.

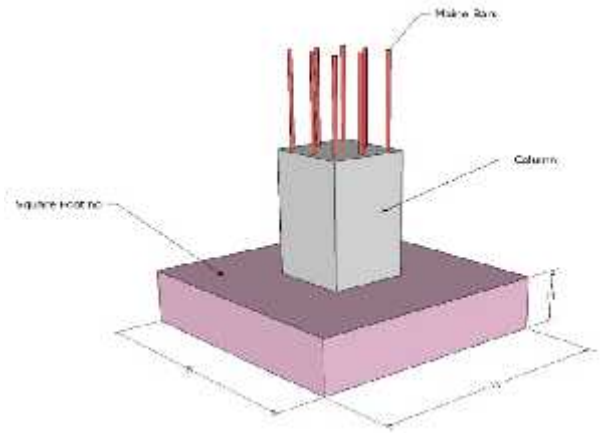
وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها المبنى ، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل كجدران قص تقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ، ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن .وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي وآثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية .



الشكل (٢٤): جدار القص

٥.٦.٣ الأساسات

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



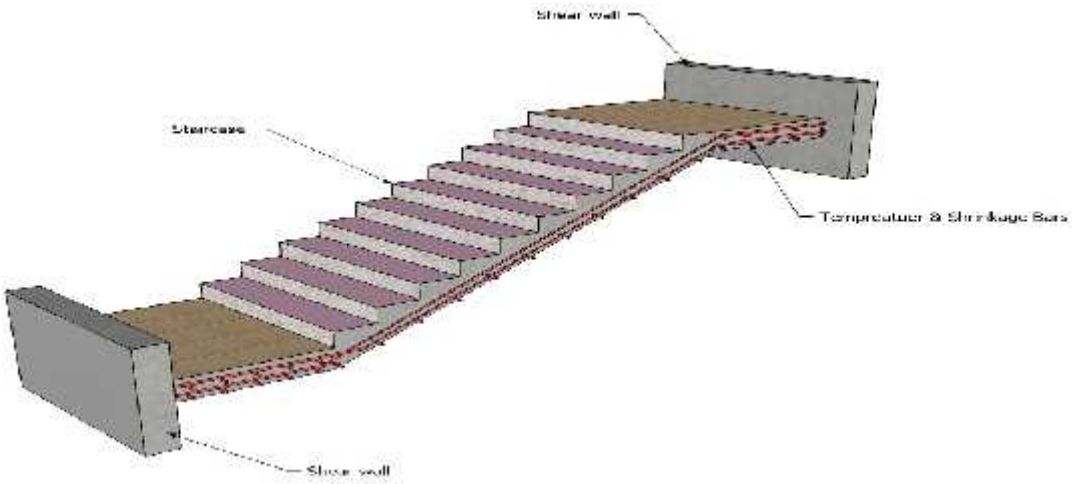
الشكل (٢٥): الأساس المفرد

ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيراً إلى الأساسات ،وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة

الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ، وقد استخدم أساسات من نوع "Mat Foundation" وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس .

٦.٦.٣ الأدراج

عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسيب، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح والشكل (٢٦) يبين مقطع عام للدرج.



الشكل (٢٦): الدرج

Chapter Four

Structural Analysis & Design

Contents

4.1 Introduction.

4.2 Design method and requirements.

4. 3 Factored loads .

4.4Determination of thickness.

4.5Load calculation.

4.6Design of topping.

4.7Design of one way rib (01) in the basement floor .

4.8Design of two way rib (11) in the ground floor slab.

4.9Design of beam (41) in the ground floor slab.

4.10 Design of column (119).

4.11Design of solid slab of the stair roof 1.

4.12 Design of solid slab of the stair roof 1.

4.13 Design of stair 1.

4.14Design of stair 2.

4.15 Design of isolated footing .

4.16 Design of wall footing (W1).

4.1 Introduction:

Concrete is the only major building material that can be delivered to the job site in a plastic state. This unique quality makes concrete desirable as a building material because it can be molded to virtually any form or shape.

Concrete used in most construction work is reinforced with steel. When concrete structure members must resist extreme tensile stresses, steel supplies the necessary strength. Steel is embedded in the concrete in the form of a mesh, or roughened or twisted bars. A bond forms between the steel and the concrete, and stresses can be transferred between both components.

In this project, all of design calculation for all structural members would be made upon the structural system which was chosen in the previous chapter.

So, in this project, there are three types of slabs: one way solid slab, one way ribbed slab, two way ribbed slab. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer programs called "SAFE " and "BEAMD" to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs and beams.

The design strength provided by a member, its connections to other members, and its cross – sections in terms of flexure, and load, shear, and torsion is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI-318-11code.

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_11)**.

4.3 Factored loads

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

$$qu = 1.2D.L + 1.6L.L .$$

4.4 Slabs thickness calculation

Determination of Thickness for One Way Ribbed Slab:

According to ACI-Code-318-11, the minimum thickness of nonprestressedbeams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

The maximum span length for one end continuous (for ribs):

h_{min} for one-end continuous = L/18.5 =5 /18.5 = 0.2703m =27.03 cm

The maximum span length for both end continuous (for ribs):

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

= 4.87 /21 =0.232 m =23.2cm

Select Slab thickness **h= 32cm** with block 24 cm & Topping 8cm

4.5 Load Calculations

One way ribbed slab:

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

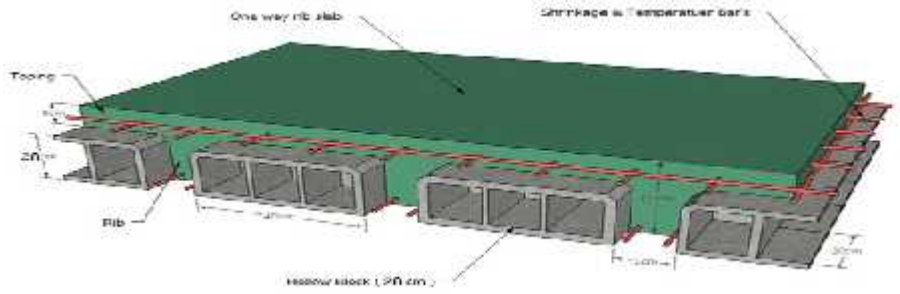


Fig. (27) One way rib slab

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

Table (5) Calculation of the total dead load for one way rib slab.

No.	Parts of Rib	Calculation		
1	Rib	0.12*0.24*25= 0.72KN/m		
2	Top Slab	0.08*0.52*25 = 1.04 KN/m.		
3	Plaster	0.03*0.52*23 = 0.3588 KN/m.		
4	Block	0.4*0.24*10= 0.96 KN/m		
5	Sand Fill	0.07*0.52*17= 0.619KN/m		
6	Tile	0.03*0.52*23 = 0.36 KN/m		
7	Mortar	0.03*0.52*23 = 0.3588 KN/m.		
8	partition	2.30*0.52 =1.196 KN/m		
			5.613	KN/m

Nominal Total Dead load = 5.613KN/m of rib

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

4.6 Design Of Topping

Dead load of topping

Tiles 0.03 * 23=0.69 KN/m^2

Mortar 0.03 * 23=0.69KN/m^2

Sand 0.07 * 17=1.19KN/m^2

Slab 0.08 * 25=2 KN/m^2

Partitions 1.00 * 2.30= 2.30 KN/m^2.

Dead Load =6.87KN/m^2.

Live Load = 5 KN/m^2.

W_u = 1.2 DL + 1.6 LL

=1.2 * 6.87 + 1.6 *5 = 16.244 KN/m^2. (Total Factored Load)

$$M_n = f_r * S$$

$$= 0.42\sqrt{f_c'} * \frac{bh^2}{6} = 0.42\sqrt{24} * \frac{1*0.08^2}{6} * 10^3 = 2.2\ KN.m$$

$$\phi M_n = 0.55 * 2.2$$

$$\phi M_n = 1.21\ KN.$$

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

For the shrinkage and temperature reinforcement :-

$$\rho = 0.0018$$

$$A_s = \rho * b * h =$$

0f Φ8 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{144}{50.27} = 2.86 \rightarrow$ Spacing(S) = $\frac{1}{2.86}$ = 0.349m = 349 mm.

$\leq 380\ (\frac{280}{fs}) - 2.5 * C_c \leq 380\ (\frac{280}{fs})$

$= 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3}fy}) - 2.5 * 20 \leq 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3}fy})$

$= 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}) - 2.5 * 20 \leq 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3} * 420})$

= 330 mm. ≤ 380mm.

≤ 3 * h = 3* 80 = 240 mm……..controlled.

≤ 450 mm.

∴Use Φ8 @ 20 Cm in both directions.

4.7 Design Of Rib (01) In Basement Floor .

Material :-

concrete B300 fc' = 24N/mm^2

Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

Section :-

b =12cm bf=52cm

h =32 cm Tf=8 cm

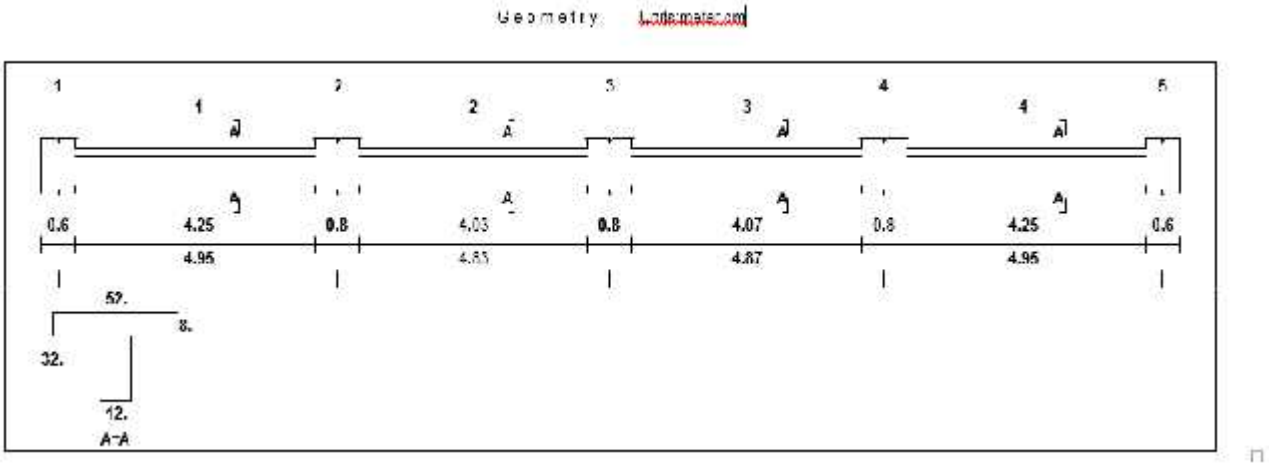


Figure (28): Rib geometry

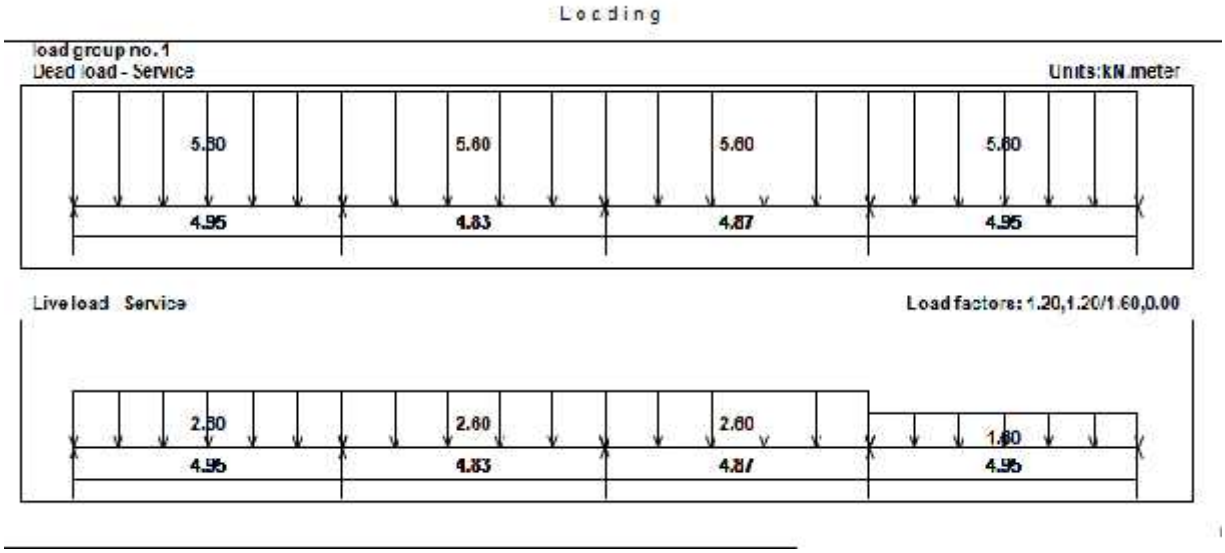


Figure (29) : loading of Rib (FF-R30)

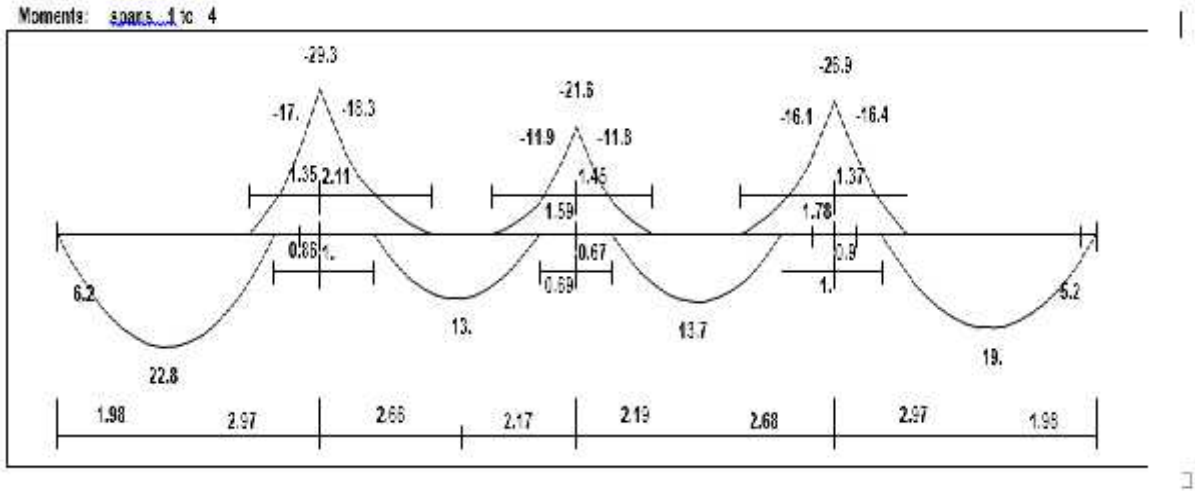


Figure (30) : Moment Envelop of rib (FF-R30)

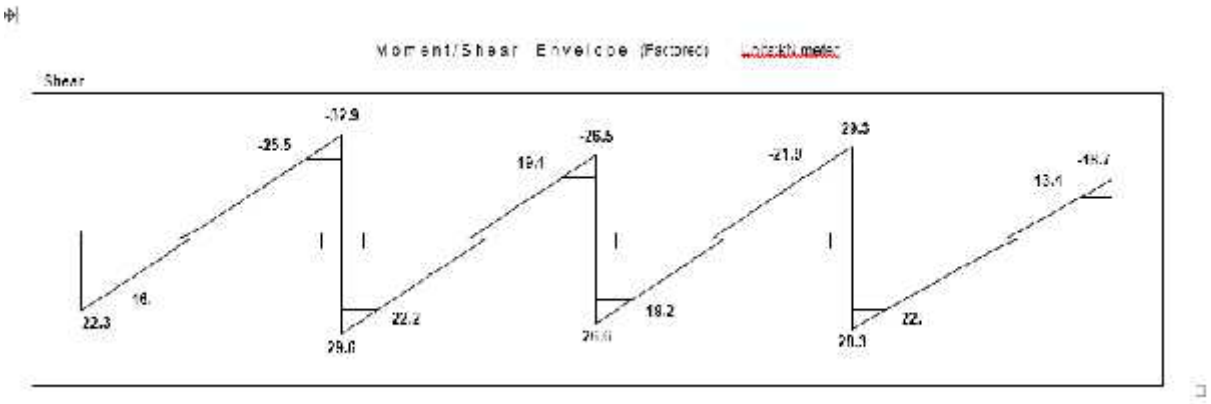


Figure (31) : Shear Envelop of rib (FF-R30)

●Design of flexure of rib(R01):-

Design of positive moment of rib (01)

1) Maximum positive moment *Mu* **=22.8 KN.m.**

Assume ϕ12 for main positive reinforecement .

d = 320 – 20 – 10 – 12/2 = 284 mm .

check if a > hf

Mnf = 0.85 fc' b hf (d – hf /2) = 0.85 *24 *520 * 80 (284 – (80/2)) = 207.07 KN.m .

Mn = Mu /ϕ = 22.8/ 0.9 = 25.33 KN.m .

Mnf >>Mu /ϕ _____ (a < hf)

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

$m = \frac{f_y}{0.85\, f'_c} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$.

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{25.33*10^6}{520*(284)^2} = 0.604$ MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.604*20.6}{420}}\right] = 0.00146$.

→ $A_s = \rho * b * d = 0.00146 * 520 * 284 = 215.6\ mm^2$.

Check for As_min

$As_{min} = 0.25\frac{\sqrt{f_c'}}{(fy)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= 0.25\frac{\sqrt{24}}{420} * 120 * 284 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 284$

$= 99.4\ mm^2 < 113.6mm^2$ ……. Larger value is control.

→ $As_{min} = 113.6\ mm^2 < As_{req} = 215.6mm^2$.

∴ $As = 215.6mm^2$.

2 Φ12= $226.08\ mm^2 > As_{req} = 215.6mm^2$. OK.

∴ Use 2 Φ12 .

→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

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

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

a =8.96mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.96}{0.85} = 10.6mm.$

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{284-10.6}{10.6} * 0.003 = 0.0774 > 0.005$ ∴ϕ =0.9…….. OK

2) Positive moment *Mu* =19KN.m.

Assume bar diameter ϕ12 for main positive reinforecement .

d= 320 – 20 – 10 – 12/2 = 284 mm .

Mn = Mu /ϕ= 19/ 0.9 = 21.11 KN.m.

$m = \frac{fy}{0.85\ f_c'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$.

$Rn = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{21.11*10^6}{520*(284)^2} = 0.504$ MPa .

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

$$= \frac{1}{20.6}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.504*20.6}{420}}\right] = 0.001214.$$

→ $A_s = \rho * b_w * d = 0.001214 * 520 * 284 = 179.22\ mm^2$.

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \quad \text{……(ACI-10.5.1)}$$

$$= 0.25\ \frac{\sqrt{24}}{420} * 120 * 284 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 284$$

$= 99.4\ mm^2 < 113.6\ mm^2$ ……. Larger value is control.

→ Asreq = 179.22 mm^2 >Asmin = 113.6 mm^2.

∴ As =179.22 mm^2.

2 Φ12= 226.08 mm^2> As_{req}= 179.22 mm^2 . OK. *Note: $A_{\Phi 10} = 78.5\ mm^2$.

∴ Use 2 Φ12 .

→ **Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

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

226.08* 420= 0.85 * 24* 520 * a

a = 8.96 mm.

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.96}{0.85} = 10.6\ mm$$.

$$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003 = \frac{284-10.6}{10.6} * 0.003 = 0.0774 > 0.005$$ ∴ϕ =0.9 OK

Design of negative moment of rib (01)

1) Negative Moment $Mu^{(-)}$=18.3 KN.m.

Assume bar diameter ϕ12 for main positive reinforecement .

d= 320 – 20 – 10 – 12/2 = 284 mm .

Mn = Mu /ϕ= - 18.3/ 0.9 = 20.34KN.m.

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$.

$Rn = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{20.34*10^6}{120*(284)^2} = 2.102$ MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.102*20.6}{420}}\right] = 0.0053.$

→ $A_s = \rho * b_w * d = 0.0053 * 120 * 284 = 180.4mm^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= 0.25\ \frac{\sqrt{24}}{420} * 120 * 284 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 284$

$= 99.4mm^2 < 113.6\ mm^2$ ……. Larger value is control.

→ Asreq= $180.4mm^2$>Asmin= $113.6mm^2$.

∴ As =180.4 mm^2.

2 Φ12= 226.08 mm^2> As_{req}= 180.4 mm^2 . OK.

∴ Use 2 Φ12 .

→ **Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

$A_s * fy = 0.85 * f'_c * b * a$

226.08* 420= 0.85 * 24* 120 * a

a = 38.8mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.8}{0.85} = 45.7$ mm .

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003 = \frac{284-45.7}{45.7} * 0.003 = 0.0157 > 0.005$ ∴ϕ =0.9 OK

2) Negative Moment *Mu* $^{(-)}$=17 KN.m.

Assume bar diameter ϕ12 for main positive reinforecement .

d= 320 – 20 – 10 – 12/2 = 284 mm .

Mn = Mu /ϕ= - 17/ 0.9 = -18.89 KN.m.

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

$Rn = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{18.89*10^6}{120*(284)^2} = 1.952$ MPa

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

$$= \frac{1}{20.6}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.952*20.6}{420}}\right] = 0.0049.$$

→ $A_s = \rho * b_w * d = 0.0049 * 120 * 284 = 166.773\ mm^2$.

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \quad \text{……(ACI-10.5.1)}$$

$$= 0.25\ \frac{\sqrt{24}}{420} * 120 * 284 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 284$$

$= 99.4\ mm^2 < 113.6\ mm^2$ ……. Larger value is control.

→ Asreq = 166.773 mm^2 >Asmin = 113.6 mm^2.

∴ As =166.773 mm^2.

2 Φ12= 226.08 mm^2> As_{req}= 166.773 mm^2 . OK.

∴ Use 2 Φ12 .

→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

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

226.08* 420= 0.85 * 24* 120 * a

a = 38.79 mm.

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.79}{0.85} = 45.64\ mm .$$

$$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$$

$$= \frac{284-45.64}{45.64} * 0.003 = 0.0157 > 0.005 \quad \therefore \phi = 0.9 \text{ OK}$$

●Design of shear of rib (01)

The maximum shear force at the distance d from the face of support .

Vu = 25.5KN.

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

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 0.12 * 0.284 * 10^3 = 20.87KN.$$

$1.1 * \phi V_c = 1.1 * 20.87 = 22.96$ KN.

→**Check for Cases:-**

Case3: Φ Vc ≤ Vu ≤ Φ Vc + Φ Vsmin

22.96 ≤ 25.5 ≤ 31.48

Φ Vsmin ≥ $0.75\,(\frac{1}{3})$ * bw * d = 0 .75*$(\frac{1}{3})$*0.12 *0.284 *1000= **8.52 KN. (control)**

≥ $0.75\,(\frac{\sqrt{24}}{16})$ * bw * d = 0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{16}$ * 0.12 * 0.284 * 1000 = 7.83 KN .

Φ_{Vsmin} = 8.52 KN.

Take Av = 2 Φ 8 = 2 * 50.24

Av/ s = Vs/fy * d

100.48/ s = 6.2 *10^3/284*420→ s =1933.11 mm

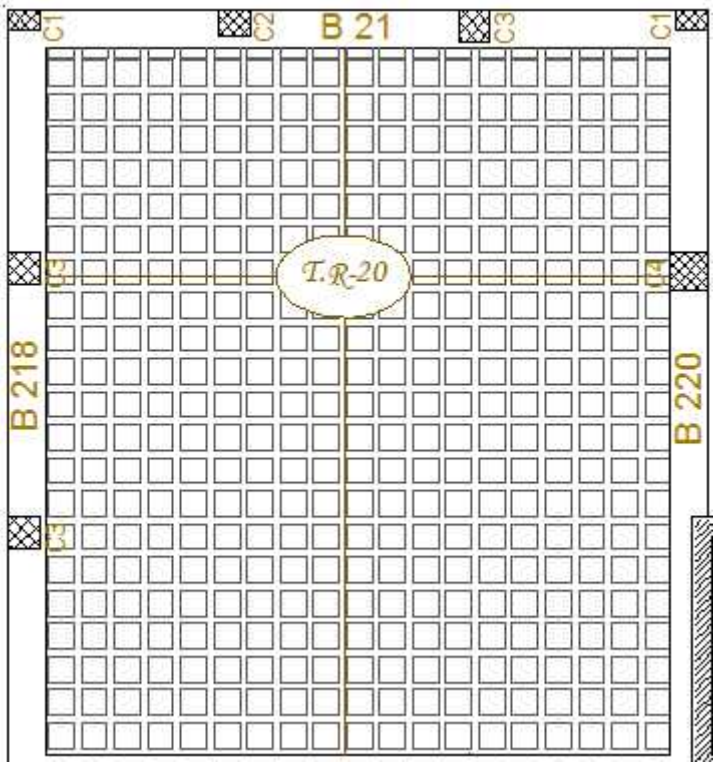
S ≤ d/2 = 142 mm

≤ 600 m.

∴**Use Φ 8 @ 12.5 cm c/c**

Minimum shear reinforcement is required except for concrete joist construction , so shear reinforcement for 1m from the face of support is provided .

4.8 Design Of Two Way Ribbed Slab



Figure(32): Two way ribbed slab

Material :-

concrete B300 Fc' = 24MPa

Reinforcement Steel fy = 420 MPa

Table (6) Calculation of the total dead load for two way rib slab.

No	Material	Quality density KN/ m^2	W (KN)
1	Tiles	23	23 * 0.03 * 0.52 * 0.52 = 0.187 .
2	Mortar	23	23 * 0.03 *0.52 * 0.52 = 0.187
3	Sand	17	17 * 0.07 * 0.52 * 0.52 = 0.322
4	Reinforced concrete topping	25	25 * 0.08 * 0.52 * 0.52 = 0.541
5	Reinforced concrete Rib	25	25 * 0.32 *0.12 * (0.52 + 0.4) = 0.8832
6	Concrete Block	10	10 * 0.32 *0.4 * 0.4 = 0.512
7	Plaster	23	23 * 0.03 * 0.52 * 0.52 = 0.187
8	Partitions 2.30 KN/ m^2		2.30 * 0.52 * 0.52 = 0.622
		3.5	KN

Dead load of slab :

DL = 3.5 / (0.52 * 0.52) = 12.95 KN/m^2

WD = 1.2 * 12.95 = 15.53 KN/m^2

Live load calcualtions :

LL = 2 KN / m^2

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

W = 15.53 + 3.2 = 18.73 KN/m^2

●Design of shear of rib (20)

The maximum shear force Vuat the distance d from the face of support .

d= 400 – 20 – 8 – 14/2 = 365 mm .

la/lb = 10/11.4 = .88 .

Wa=0.624

Wb=0.376

Total Load on the panel =10×11.4×18.5 = 2109 KN .

The Load per rib at face of long beam=$\frac{0.624\times2109\times0.52}{2\times11.4}=30.02$ KN

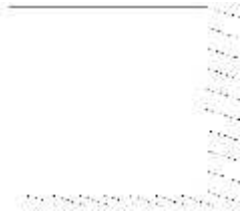
Vud=30.02 –18.5×0.52×0.365=26.51KN

$$\emptyset Vc = 1.1\times\frac{0.75}{6}\times\sqrt{24}\times120\times364\times10^{-3}=29.43\,KN\,.$$

$$\frac{1}{2}\emptyset Vc = 14.712 < Vu < \emptyset Vc$$

No Need Shear reinforcement (exception for joist constructions) .

●Design of flexure of rib(R20)



So its Case 4

L_a/L_b = 10/11.4 = .88

For negative moment :

Ca,neg (0.85) = 0.066 , Ca,neg (0.90) = 0.060

Ca,neg (0.88) = 0.066 – (((0.066 – 0.060) / (0.90 – 0.85)) * (0.88 – 0.85)) = 0.0624.

Cb,neg (0.85) = 0.034 , Cb,neg (0.90) = 0.040

Cb,neg (0.88) = 0.034 + (((0.040 – 0.034) / (0.90 – 0.85)) * (0.88 – 0.85)) = 0.0376.

For positive moment :

A) For dead load :

Ca,dl (0.90) = 0.033 , Ca,dl (0.85) = 0.036

Ca,dl (0.88) = 0.036 – (((0.036 – 0.033) / (0.90 – 0.85)) * (0.88 – 0.85)) = 0.0342.

Cb,dl (0.90) = 0.022 , Cb,dl (0.85) = 0.019

Cb,dl (0.88) = 0.019 + (((0.022 – 0.019) / (0.90 – 0.85)) * (0.88 – 0.85)) = 0.0208 .

B) For live load :

Ca,ll (0.90) = 0.039 , Ca.ll (0.85) = 0.043

Ca,ll (0.88) = 0.043 – (((0.043 – 0.39) / (0.90 – 0.85)) * (0.88 – 0.85)) = 0.0406 .

Cb,ll (0.90) = 0.026 , Cb,ll (0.85) = 0.023

Cb,ll (0.88) = 0.023 + (((0.026 – 0.023) / (0.90 – 0.85)) * (0.88 – 0.85)) = 0.0248

Ma+ve=[Cadl.W.La^2]

At short direction:

Ma+ve=[0.0342×15.5×10^2+0.0406×3.2×10^2]×0.52= 34.4 KN.m

At Long direction:

Mb+ve=[0.0208×15.5×11.4^2+0.0248×3.2×11.4^2]×0.52=27.2KN.m

-Design of positive moment at short direction:

d = 400 – 20 – 8 – 14/2 = 365 mm

Mu = 34.4 KN.m.

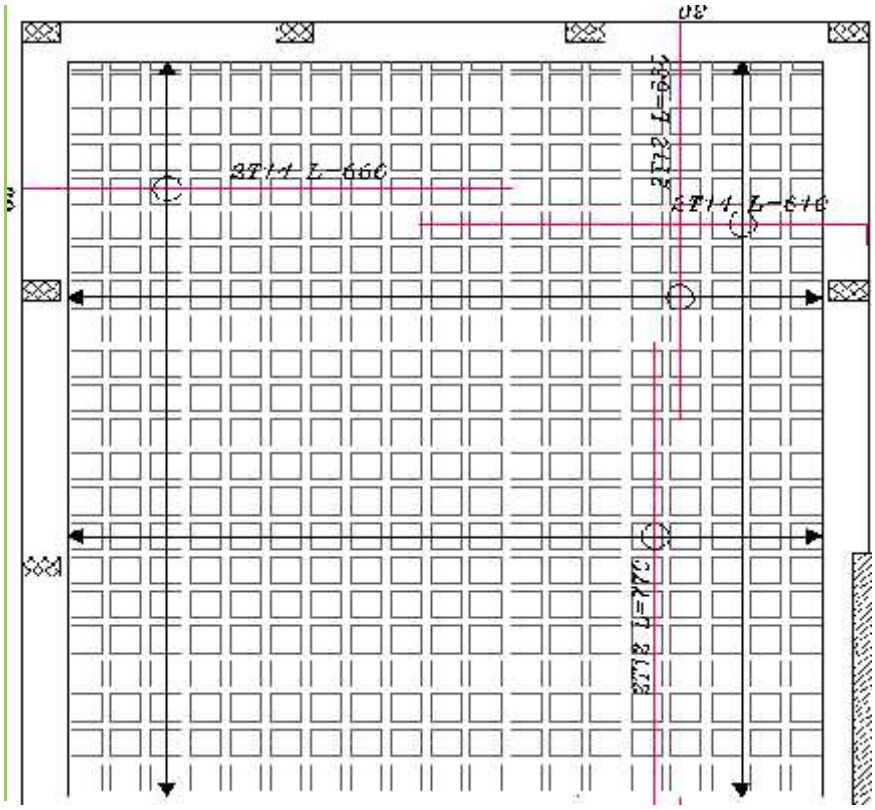
Rn=$\frac{Mu}{\emptyset \times b \times d^2} = \frac{34.4}{0.9 \times 520 \times 365^2}$ =0.552 .

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

$$\rho = \frac{1}{20.6} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.57 \times 20.6}{420}} \right] = 1.33 \times 10^{-3}$$

$As = 520 \times 364 \times 2.36 \times 10^{-3} = 252.8\ mm^2$.

So use 2 C 14.



Figure(33): Two way ribbed slab reinforcment

4.9Design Of Beam (03) In Basement Floor :

Material :-

concrete B300 Fc' =24 MPa

Reinforcement Steel fy = 420MPa

Section :-

B = 60 cm

h =50cm

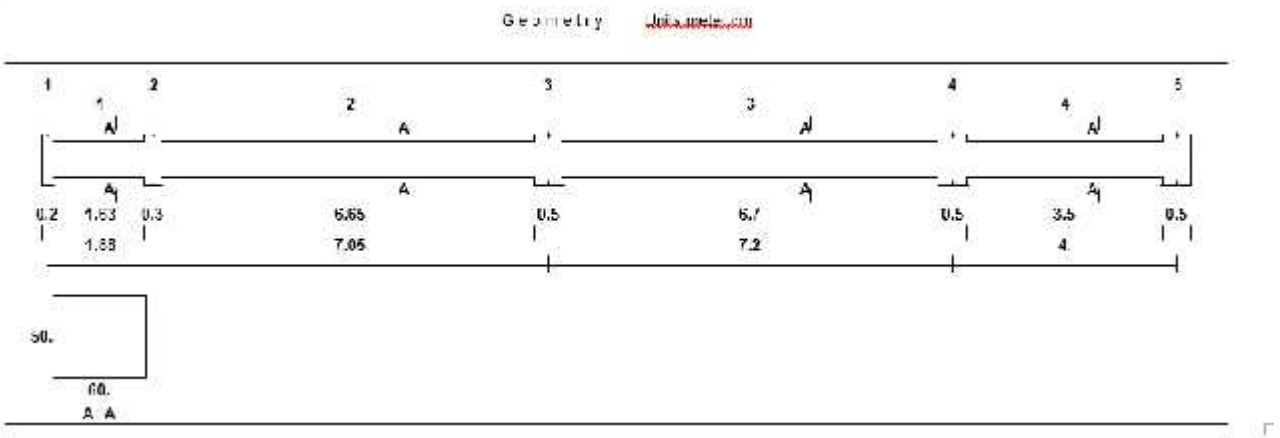


Figure (34) : Beam Geometry.

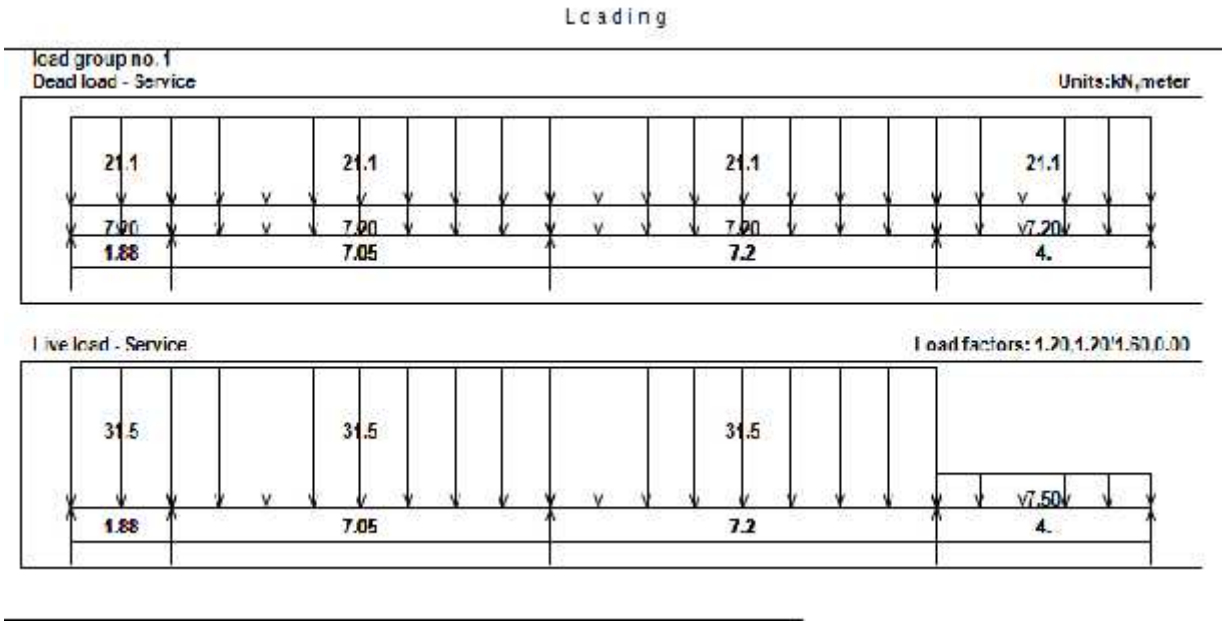


Figure (35) : Load of Beam (FF-B130)

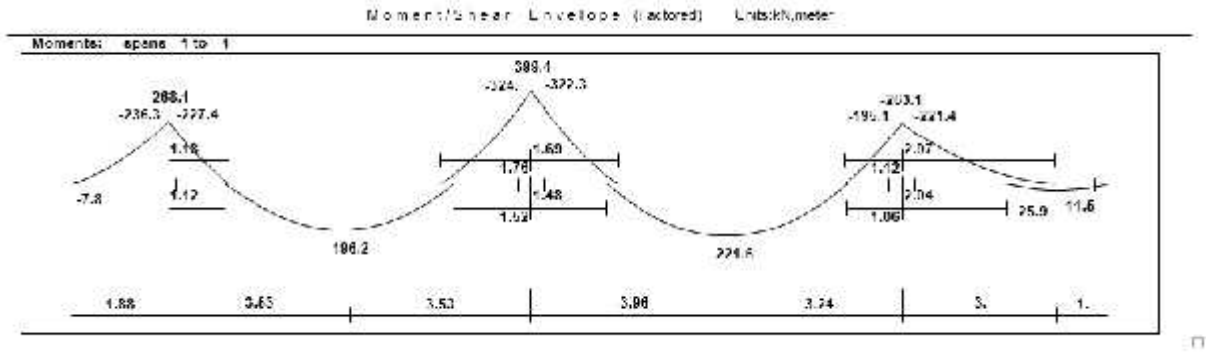


Figure (36) : Moment Envelop for Beam (BF-B03)

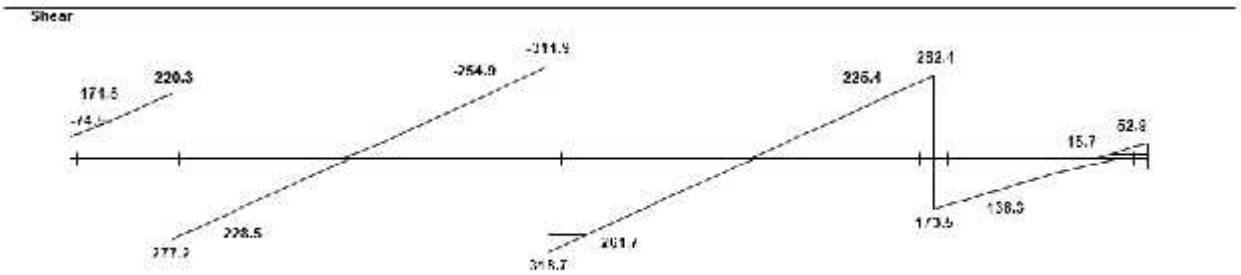


Figure (37) : Shear Envelop for Beam

●Design of flexure of beam 03 :-

Design of positive moment of beam (03)

1) Maximum positive moment *Mu* **=221.6 KN.m**

b_w = 60 Cm. , h = 50 Cm.

d = depth - cover – diameter of stirrups – (diameter of bar/ 2)

$= 500 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 437.5$ mm.

$C_{max} = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} * 437.5 = 187.5$mm.

β_1= 0.85 – 0.007 (fc' – 28) = 0.878 .

$a_{max} = \beta_1 * C_{max}$ = 0.878 * 187.5= 164.625 mm .

$Mn_{max} = 0.85 * f'_c * b * a * (d - \frac{a}{2})$

$= 0.85 * 24 * 164.625 * 600 * (437.5 - \frac{164.625}{2}) * 10^{-6}$

= 715.71 KN.m .

→ϕMn_{max} = 0.82 * 715.71= 586.9KN.m . * Note: $\epsilon_s = 0.004 \rightarrow \phi = 0.82$

→ϕMn_{max} = 586.9 KN.m > Mu = 221.6KN.m .

∴Singly reinforced concrete section.

Maximum positive moment $Mu^{(+)}$ = 221.6KN.m

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{}{0.9}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*2.144}{420}}\right) = 0.00541.$$

$A_s = \rho.b.d = 0.00541 \times 600 \times 437.5 = 1419 mm^2$.

Check for $A_{s,min}$.

$$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w . d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w . d$$

$$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420} 600 \times 437.5 = 765.5\ mm^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 600 \times 437.5 = 875\ mm^2\ \boldsymbol{Control}.$$

$A_{s,min}$ = 875 mm^2< A_s = 1419 mm^2

Use 4ø22Bottom. As,provided = 1519.76mm2> As,required = 1419mm2. Ok

Check spacing :

$$S = \frac{600 - 40*2 - 20 - (4 \times 22)}{3} = 137.34\ mm > d_b = 20 > 25 \dots\dots\dots\dots\dots\dots . \quad OK$$

Check for strain:

a = $\frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{1519.76 \times 420}{0.85 \times 600 \times 24} = 52.15\ mm$

c = $\frac{a}{\beta_1} = \frac{52.15}{0.878} = 59.4\ mm$

$\varepsilon_s = 0.0$

2) Positive moment $Mu^{(+)}$ **= 196.2 KN.m.**

$Rn = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{}{0.9}$

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

ρ = $\frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.43}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20.6 \cdot 1.9}{420}}\right) = 0.0048$.

A_s = ρ.b.d = 0.0048×600×437.5 = 1247.24 mm^2.

Check for $A_{s,min}$.

$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w . d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w . d$

$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420}\ 600 \times 437.5 = 765.5\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 600 \times 437.5 = 875\ mm^2$ ***Control***.

$A_{s,min}$ = 875 mm^2 < A_s = 1247.24 mm^2

∴Use 4 ø 20 Bottom. As,provided = 1256 mm2> As,required = 1247.24 mm2. Ok

Check spacing :

S = $\frac{600 - 40 \cdot 2 - 20 - (4 \times 20)}{3} = 140\ mm > d_b = 20 > 25$ ... ... OK

Check for strain:

a = $\frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{1256 \times 420}{0.85 \times 600 \times 24} = 43.1\ mm$

c = $\frac{a}{\beta_1} = \frac{43.1}{0.878} = 49.1\ mm$

$\varepsilon_s = 0.0$

Design of negative momentof beam (03)

Negative moment $Mu^{(-)}$ **= 324KN.m.**

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{}{0.9}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6 .$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20.6 \cdot 3.135}{420}}\right) = 0.00815 .$$

$A_s = \rho.b.d = 0.00815 \times 600 \times 437.5 = 2138.7 mm^2$.

Check for $A_{s,min}$.

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w . d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w . d$$

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} 600 \times 437.5 = 765.5\ mm^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 600 \times 437.5 = 875\ mm^2\ \boldsymbol{Control}.$$

$A_{s,min} = 875\ mm^2 < A_s = 2138.7\ mm^2$

Use 5 ø25Bottom .

As,provided = 2453.125mm2> As,required = 2138.7mm2. Ok

Check spacing :

$$S = \frac{600 - 40 \cdot 2 - 20 - (5 \times 25)}{4} = 93.75\ mm > d_b = 20 > 25 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots . \quad OK$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{2453.125 \times 420}{0.85 \times 600 \times 24} = 84.2\ mm$$

$$c = \frac{a}{E_1} = \frac{84.2}{0.878} = 95.9\ mm$$

$\varepsilon_s = 0.0$

●Design of shear:-

1) Vu= 261.7 KN .

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 0.6 * 0.4375 * 10^3 = 160.75$ KN.

→ Check for cases:-

3- Case 3 :$\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi Vs_{min}$

$\phi Vs_{min} \geq \frac{\phi}{16}\sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{0.75}{16}\sqrt{24} * 0.6 * 0.4375 * 10^3 = 60.3$KN.

$\geq \frac{\phi}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} * 0.6 * 0.437.5 * 10^3 = 65.625$ KN…….Control.

$\therefore \phi Vs_{min} = 65.625$ KN.

$\phi V_c + \phi Vs_{min} = 160.75 + 65.625 = 226.375$ KN.

$-\phi V_c + \phi Vs_{min} < V_u \leq \phi V_c + (\frac{\phi}{3} * \sqrt{f'_c} * b_w * d)$

$= 226.375 < 261.7 \leq 160.75 + (\frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 0.6 * 0.4375 * 10^3)$

226.375 < 261.7 ≤ 482.3……. ok

shear reinforcement are required .

As =226.08 .

$V_s = V_n - V_c = \frac{261.7}{0.75} - 214.34 = 134.6$ KN

$S = \frac{A_v f_{yt} d}{v_s} = \frac{2}{}$

$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{437}{2}$

∴Use 2 leg Φ 12 @ 200 mm.

4.10 Design Of Column

Select column (C1) for design in 2nd floor.

Pu = 1089.75 KN .

Pu req = 1089.75/0.65 = 1676.54 KN .

$Use° = °g = 1\%$

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

$1.67 = 0.8 * Ag[0.85 * 24 + 0.01 * (420 - 0.85 * 24)]$

$Ag = 0.0856m^2$

Use 0.5×0.3 cm with Ag = 0.15 m² > Agreq = 0.0856m²

→ Check Slenderness Effect

- **In 0.3m-Dirction**

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

Lu = 3.0 m

M1/M2 =1

K=1 , According to ACI 318-11 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

- **In X-Direction**

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

$$\frac{1\times 3.0}{0.3\times 0.3} = 33.33 > 22$$

$\therefore$ *LongColoumn in x:dirction*

●In Y -Direction

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

$$\frac{1\times 3.0}{0.3\times 0.5} = 20 < 22$$

$\therefore$ *Short Coulmn in : y:dirction*

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\beta_d} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots [ACI\ 318-2002(Eq.10-15)]$$

$$Ec = 4700\sqrt{fc'} = 4700\sqrt{24} = 23025.20 \text{ Mpa}$$

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{P_u} = \frac{1.2*341.78}{1089.75} = .38$$

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

$$EI = \frac{0.4\times 23025.20\times 0.001125}{1+.38} = 7.51\ Mpa$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KLu)^2} = \frac{3.14^2\times 7.51}{(1\times 3.0)^2} = 8.23\ KN$$

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1-\frac{Pu}{0.75P_c}} = \frac{1}{1-\frac{1089.75}{0.75\times 8.23\times 1000}} = 1.22 > 1 \text{ ok}$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 \times h = 15 + 0.03 \times 300 = 24mm = 0.024m$$

$$e = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.024 \times 2.61 = 0.063m$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.063}{0.3} = 0.21$$

From Interaction Diagram

$$\frac{¤P_n}{A_g} = \frac{1089.75}{0.3 \times 0.5} \times \frac{145}{1000} = 1.053Ksi$$

$$°_g = 0.01$$

$$A_s = ° \times A_g = 0.01 \times 500 \times 300 = 1500\ mm^{2}`$$

$\therefore$ *use* 8¤20

●Design of reinforcement:-

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

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

$S \leq$ Least dimension.

$$spacing \leq 16 \times d_b = 16 \times 2 = 32\ cm$$

$$spacing \leq 48 \times d_t = 48 \times 1.0 = 48\ cm$$

$$spacing \leq least.\dim. = 30\ cm$$

$\therefore$ Use 10 ø20

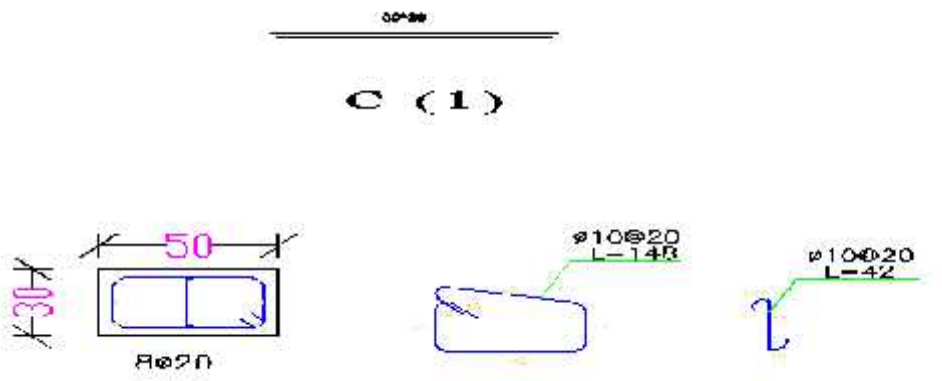


Figure (38) : Columns Section

4.11 Design Of Solid Slab Of The Stair Roof (1)

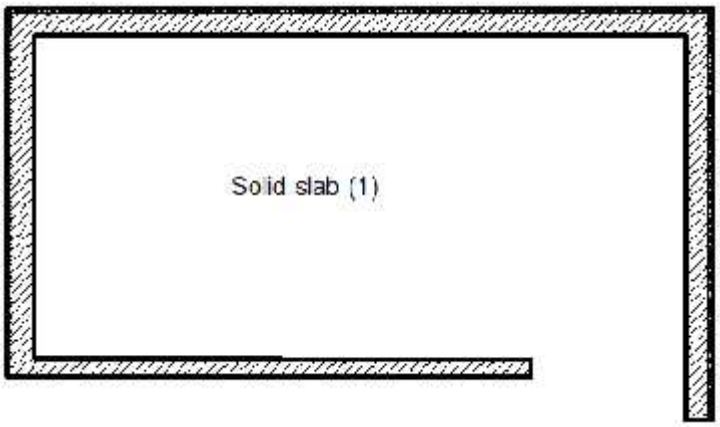


Figure (39) : Solid Slab1 Plane

hmin = l /20 = 3700/20 = 185 mm , take h = 20 cm .

Assume bar diameter Φ 12 for main reinforcement.

d = h – 20 – db/2 = 200 – 20 – 12/2 = 174 mm .

Table (7) Calculation of the total dead load for solid slab of stair roof 1 .

No.	Material	W = quality density * h KN/ m^2
1	Tiles	22 * 0.03 = 0.66
2	Mortar	22* 0.02 = 0.44
3	Sand	16 * 0.07 = 1.12
4	Reinforced concrete solid slab	25 * 0.2 = 5
5	Plaster	22 * 0.02 = 0.44
	7.66	KN/m^2

Dead load=7.66 KN/m^2

Live load = 4 KN/m^2

Dead load for 1 m strip of slab DL = 7.66 * 1 = 7.66 KN/m .

Live load for 1 m strip of slab LL = 4 * 1 = 4 KN/m

●Design of reinforcement:-

W_u= (1.2*7.66)+(1.6*4) = 15.592 KN/m

Mu=(W_u*l^2)/8 = 15.592* 3.7^2/8 = 26.7KN.m

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{26.7 * (10)^6}{(0.9)(1000)(174)^2} = 0.98\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.98}{420}}\right) = 0.0024$$

As = 0.0024*(1000)* (174) = 416.2 mm^2

As min =0.0018*b*h = 0.0018*1000 *200 = 360 mm^2

As > As min

UseΦ12 then

n= As / As Φ 12 = 416.2 / 113.04 = 3.7 .

∴Take 4Φ 12 /m with As = 452.2 mm^2/ m strip or Φ12 @ 250 mm

Step (s) is the smallest of :

1. 3 * h = 3 * 200 = 600 mm .
2. 450 mm .
3. S= 380 ($\frac{280}{fs}$) = 380 ($\frac{280}{(2/3)*420}$) = 380 but

S <= 300 ($\frac{280}{fs}$) = 300 ($\frac{280}{(2/3)*420}$) = 300 - Control .

S = 250 mm < smax ok .

→Check for strain (tension controlled section) :

a= As * fy / 0.85 * fc' * b = 452.2 * 420 / 0.85 * 24 * 1000 = 9.31 mm

c = 10.953 mm

strain = 0.045> 0.005 ok .

Shrinkage & temperature reinforcement for one meter strip:

As = 0.0018*1000*200=360mm2

Use Φ12@ 25 cm with As =452 mm2>360 mm2

Top reinforcement :

∴Use Φ10 @ 20 cm in both direction

●Design of shear :-

Vu max =qu*L/2 =(15.592* 3.7)/2= 28.85 KN

Vud = 24.55 KN .

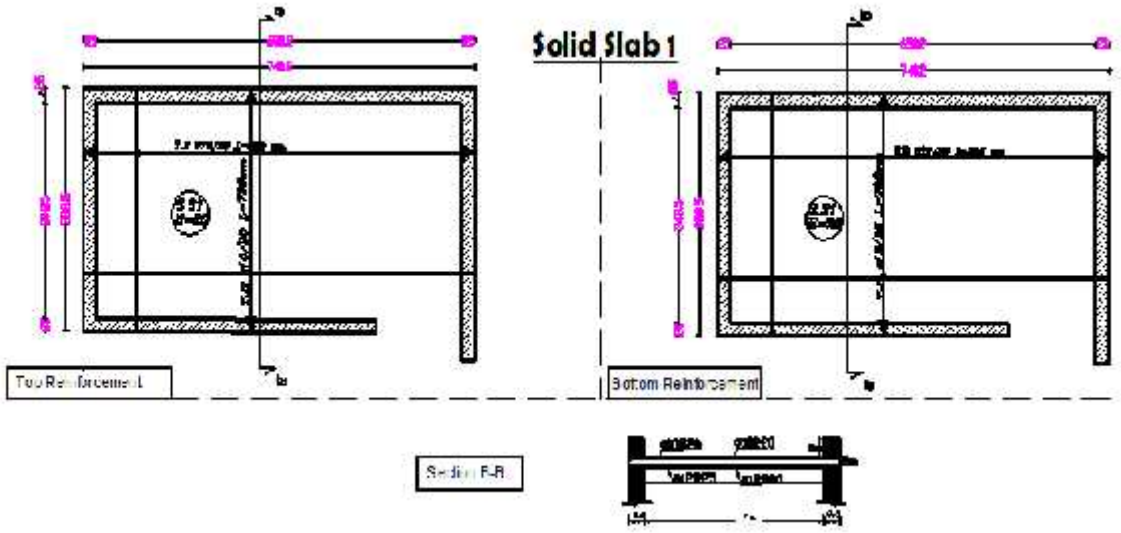
$$\Phi Vc = \frac{0.75\sqrt{fc'}}{6}(bw)(d)$$

$$\Phi Vc = \frac{0.75\sqrt{24}}{6}(1000)(174) = 106.6KN$$

Vumax < 1/2 ΦVc = 53.3 KN

.

No Shear reinforcement is required (The thickness of the slab is adequate enough) .



4.12 Design Of Solid Slab Of The Stair Roof (2)

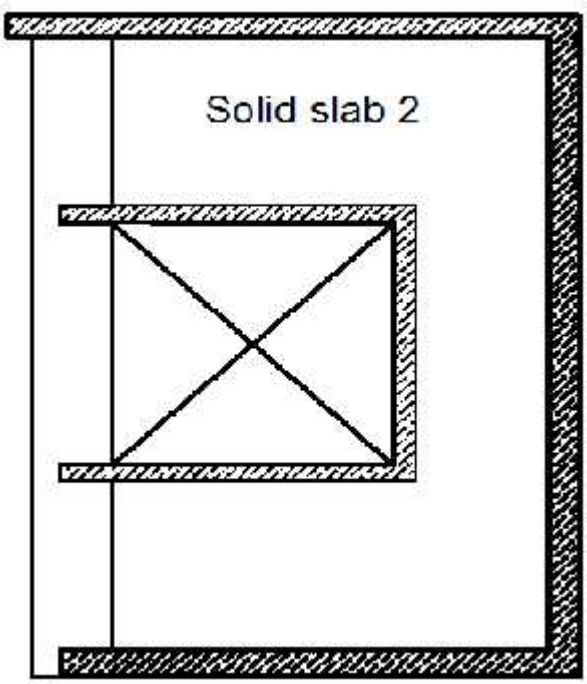


Figure (40) : Solid Slab2 Plane

hmin = l /20 = 4900/20 = 245 mm , take h = 25 cm .

Assume bar diameter Φ 12 for main reinforcement.

d = h – 20 – db/2 = 250 – 20 – 12/2 = 224 mm .

Table (8) Calculation of the total dead load for solid slab of stair roof 2.

No.	Material	W = quality density * h KN/ m^2
1	Tiles	22 * 0.03 = 0.66

2	**Mortar**	**22* 0.02 = 0.44**
3	**Sand**	**16 * 0.07 = 1.12**
4	**Reinforced concrete solid slab**	**25 * 0.25 = 6.25**
5	**Plaster**	**22 * 0.02 = 0.44**
	8.91	**KN/m^2**

Dead load=8.91KN/m^2

Live load = 4 KN/m^2

Dead load for 1 m strip of slab DL = 8.91 * 1 = 8.91 KN/m .

Live load for 1 m strip of slab LL = 4 * 1 = 4 KN/m

•Designof reinforcement:-

W_u= (1.2* 8.91)+(1.6*4) = 17.1 KN/m

Mu=(q_u*l^2)/8 = 17.1*4.9^2/8 = 51.3 KN.m

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{51.3 * (10)^6}{(0.9)(1000)(224)^2} = 1.14\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.14}{420}}\right) = 0.0028$$

As = 0.0028*(1000)* (224) = 623.73 mm^2

As min =0.0018*b*h = 0.0018*1000 *250 = 450 mm^2

As > As min

UseΦ12 then

n= As / As Φ 12 = 623.73 / 113.04 = 5.52

∴Take 6 Φ 12 /m with As = 678.24 mm^2/ m strip or Φ12 @ 150 mm

Step (s) is the smallest of :

4. 3 * h = 3 * 200 = 600 mm .

5. 450 mm .

6. S= 380 ($\frac{280}{fs}$) = 380 ($\frac{280}{(2/3)*420}$) = 380 but

S <= 300 ($\frac{280}{fs}$) = 300 ($\frac{280}{(2/3)*420}$) = 300 - Control .

S = 150 mm < smax ok .

→Check for strain (tension controlled section) :

a= As * fy / 0.85 * fc' * b = 678.24* 420 / 0.85 * 24 * 1000 = 13.97 mm

c = 16.43 mm

strain = 0.0865 > 0.005 ok .

Shrinkage & temperature reinforcement reinforcement for one meter strip:

As = 0.0018*1000*250=450 mm^2

Use Φ12@ 25 cm with As =452.2 mm2>450 mm2

Top reinforcement :

∴Use Φ10 @ 15 cm in both direction

●Design of shear:-

Vu max =q_u*L/2 =(17.1*4.9)/2= 41.9 KN

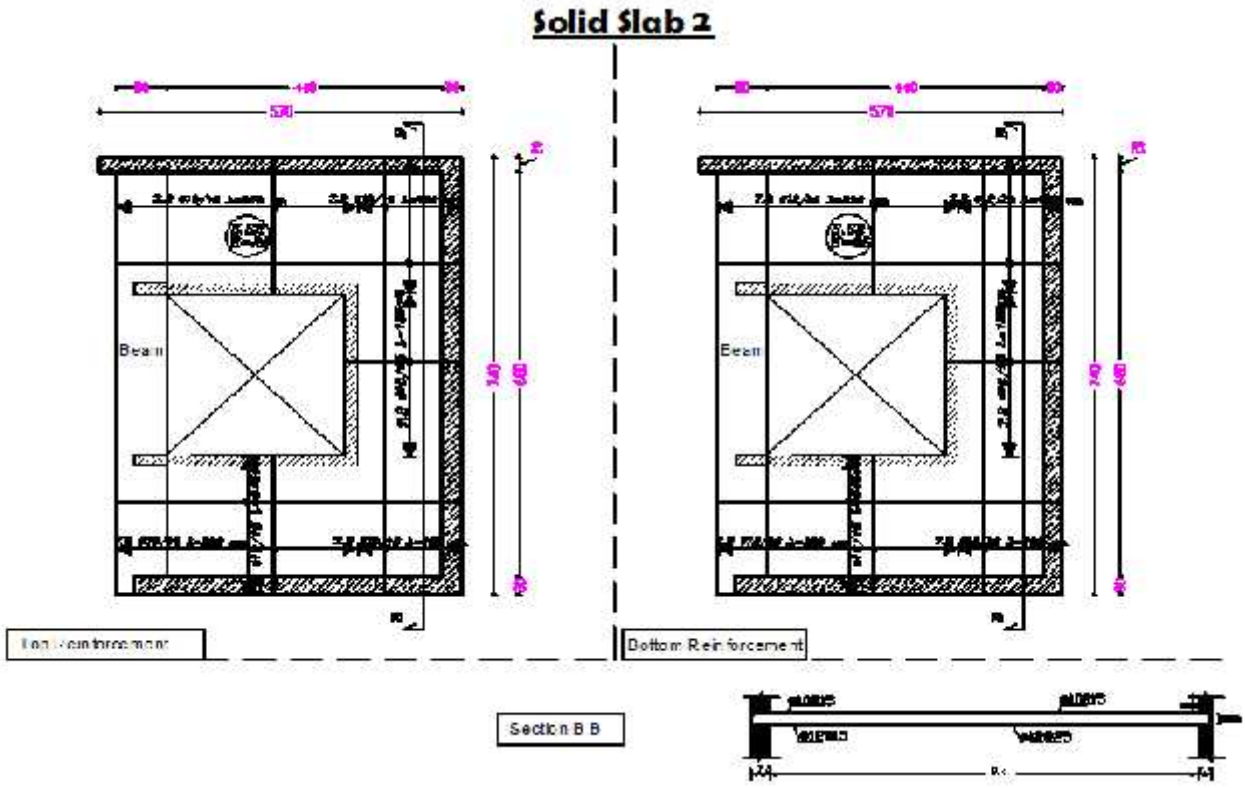
Vud = 38.9 KN .

$$\Phi Vc = \frac{0.75\sqrt{fc'}}{6}(bw)(d)$$

$$\Phi Vc = \frac{0.75\sqrt{24}}{6}(1000)(224) = 137.2KN$$

Vud< 1/2 ΦVc = 68.6 KN

No Shear reinforcement is required (The thickness of the slab is adequate enough) .



4.13Design Of Stair 1

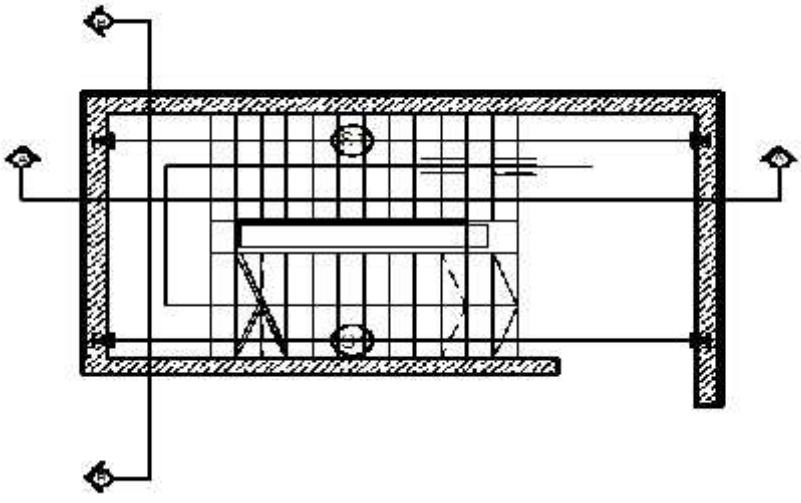


Figure (41): Stair

Slope of the stair = $\tan^{-1}15/30$ = 26.56

h= (7.1 / 20) = .355 …….. select h = 40 cm .

Calculation of the total dead load for stairs is shown in the following table:

Table (9) Calculation of the total dead load for flight of stair roof 1.

No.	Material	Calculations
1	Plastering	(0.02*22*1)/(cos 26.56)
2	Concrete slab	(0.4*25*1)/(cos 26.56)
3	Mortor	(0.3+0.15)*0.02*22/(0.3)
4	Stair	0.15*0.3*0.5*1*25/(0.3)
5	Tiles	(0.35+0.15)* 0.03*27/(0.3)
	15.6	KN/m

Factored Total Dead Load = 1.2*15.6 = 18.7KN/m

Live load = 5KN/m .

Factored live load =5*1.6 = 8KN/m

q_1= 18.7 + 8 = 26.7 KN/m.

→Dead load calculation for landing :

Concrete = (25*0.4) = 10KN/m

Plastering = (0.02*22) = 0.44KN/m^2

Morter = 0.02*22 = 0.44 KN/m

Tiles = 0.03*23 = .69KN/m^2

Nominal Total Dead Load = 11.57KN/m

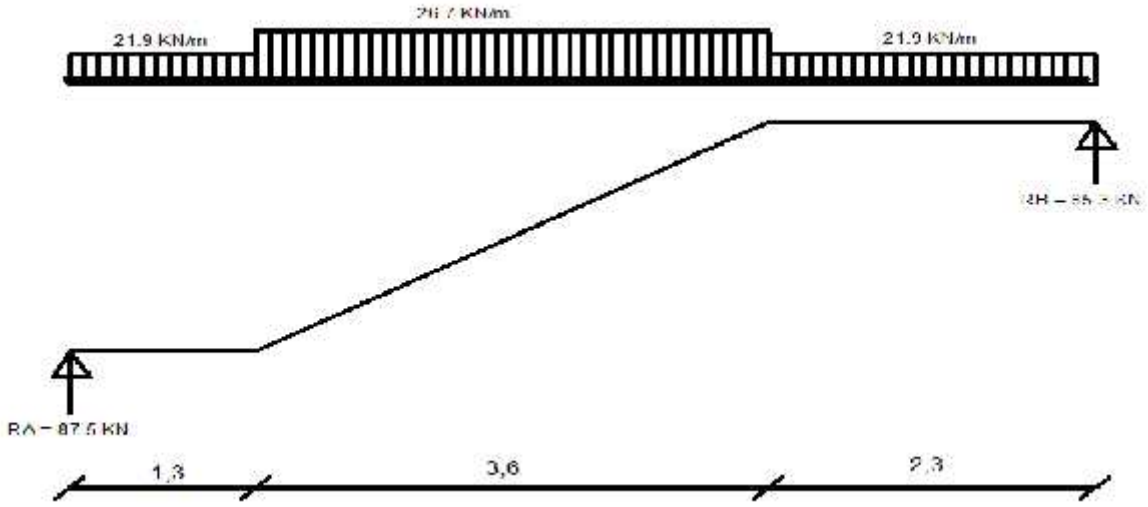
Factored Total Dead Load = 1.2* 11.57 = 13.9KN/m

Live load = 5 KN/m^2 .

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

q_2= 8 + 13.9 = 21.9KN/m^2

●Design of flexure of stair :-



→ Stair reinforcement design of one meter strip for flight S1 :-

RA = ((21.9 * 1.3 * 6.45) + (26.7 * 3.6 * 4) + (21.9 * 2.2 * 1.1)) / 7.1 = 87.5 KN .

RB = ((21.9 * 1.3) + (26.7 * 3.6) + (21.9 * 2.2)) – 87.5 = 85.3 KN .

→Check for shear strength :

Assume bar diameter Φ 14 for main reinforecement .

d= 400 -20 -14/2 = 373 mm .

Vu = 87.5 – (21.9 * (0.15 + 0.373) = 76.1 KN .

⍉Vc = (0.75/6) *$\sqrt{24}$ * 1000*373= 228.42 KN > 76.1 KN ……ok .

Vumax = 76.1 KN . < 1/2 ⍉Vc = 83.6 KN .

The thickness of the slab is adequate enough .

Mu max = (87.5 * 3.55) – (21.9 * 1.3 * 2.9) – (26.7 * 2.25 * 1.125) = 160.5KN.m.

Mn = Mu / Φ = 84.5 KN.m .

d = 400 – 20-14/2 = 373 mm

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{160.5 * (10)^6}{(0.9)(1000)(373)^2} = 1.282 \ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.282}{420}}\right) = 0.00315$$

AS = 0.00315*(1000)* (373) = 1176.6 mm^2 .

Asmin = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 *250 = 450 mm^2 .

As = 1176.6 mm^2 > Asmin = 450 mm^2 . ok

Use Φ14 then

n= As / As Φ 14 = 1176.6 / 153.86 = 7.64 ,

∴Take 8Φ14 @ 12.5 cm c/c .

As = 1230.88mm^2/m strip >1176.6 mm2 /m strip . ok

Step (s) is the smallest of :

1. 3h = 3* 400 = 1200 mm

2. 450 mm
3. $S= 380 \left(\frac{280}{fs}\right) = 380 \left(\frac{280}{(2/3)*420}\right) = 380$ but

$S <= 300 \left(\frac{280}{fs}\right) = 300 \left(\frac{280}{(2/3)*420}\right) = 300$ - Control .

S = 125 mm < smax ok .

Temperature and shrinkage reinforcement :

As = 0.0018 * 1000* 400 = 720 mm^2 .

n= As / As Φ 14 = 720 / 153.86 = 4.68 , s = 1/n = 0.214 .

∴Take 5Φ 14/mwith As = 769.3 mm^2 /m strip or Φ 14 @ 200 mm .

Step (s – for shrinkage and temperature reinforcement) is the smallest of :

1. 5h = 5* 400 = 2000 mm .
2. 450 mm – Control .

   s = 200 mm < s max = 450 mm ok .

4.14 Design Of Stair2

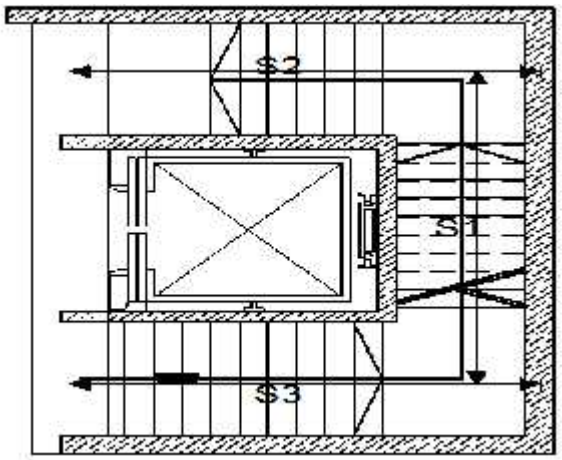


Figure (42): Stair

Slope of the stair = $\tan^{-1}15/30$ = 26.56

h= (4.9 / 20) = .245 …….. select h = 25 cm .

Table (10) Calculation of the total dead load for flight of stair roof 2.

No.	Material	Calculations	
1	Plastering	(0.02*22*1)/(cos 26.56)	0.492
2	Concrete slab	(0.25*25*1)/(cos 26.56)	6.99
3	Mortor	(0.3+0.15)*0.02*22/(0.3)	0.66
4	Stair	0.15*0.3*0.5*1*25/(0.3)	1.875
5	Tiles	(0.35+0.15)* 0.03*27/(0.3)	1.35
		11.37	**KN/m**

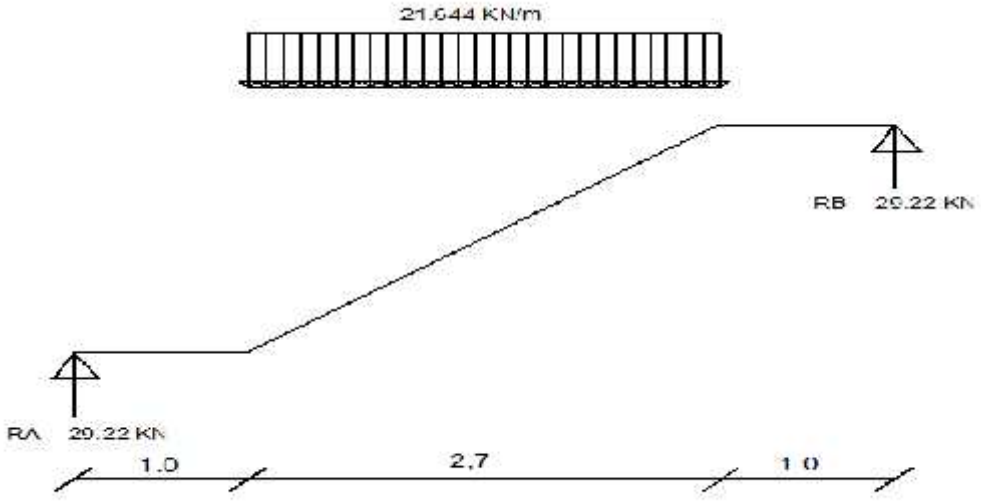
Factored Total Dead Load = 1.2*11.37 = 13.644KN/m

Live load = 5KN/m .

Factored live load =5*1.6 = 8KN/m

q_1= 13.644 + 8 = 21.644KN/m

→Stair reinforcement Design of one meter strip :- (for flight S1)



The value of V_{umax} at the center of support = (21.644*2.7)/2= 29.22 KN .

Check for shear strength :

Assume bar diameter Φ 14 for main reinforecement .

d= 250-20-7 = 223 mm .

ⵔVc = (0.75/6) *$\sqrt{24}$ * 1000*223= 136.56 KN >29.22 KN ……ok .

Vumax = 29.22 KN . < 1/2 ⵔVc = 68.28 KN .

The thickness of the slab is adequate enough .

Mu max = 29.22 * 2.35 – 21.644 * 1.35 * 1.35/2 = 48.944 KN.m.

Mn = Mu / Φ = 54.4 KN.m .

d = 250-20-14/2= 223 mm

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{48.944 * (10)^6}{(0.9)(1000)(223)^2} = 1.094 \ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.094}{420}}\right) = 0.00268$$

A_S = 0.00268*(1000)* (223) = 597.1 mm^2 .

Asmin = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 *250 = 450 mm^2 .

As = 597.1 mm^2 > Asmin = 450 mm^2 . ok

Use Φ14 then

n= As / As Φ 14 = 597.1 / 153.86 = 3.88 , s = 1/n = 0.258 .

∴Take 4Φ14 @ 25 cm c/c .

As = 615.44 mm2/m strip >597.1 mm2 /m strip . ok

Step (s) is the smallest of :

4. 3h = 3* 250 = 750 mm
5. 450 mm
6. S= 380 ($\frac{280}{fs}$) = 380 ($\frac{280}{(2/3)*420}$) = 380 but

S <= 300 $(\frac{280}{fs})$ = 300 ($\frac{280}{(2/3)*420}$) = 300 - Control .

S = 250 mm < smax ok .

Temperature and shrinkage reinforcement

As = 0.0018 * 1000* 250 = 450 mm^2 .

n= As / As Φ 14 = 450 / 153.86 = 2.93 , s = 1/n = 0.372 .

∴Take 3Φ 14/mwith As = 461.58 mm^2 /m strip or Φ 14 @ 300 mm .

Step (s – for shrinkage and temperature reinforcement) is the smallest of :

3. 5h = 5* 300 = 1500 mm .
4. 450 mm – Control .

   s = 300 mm < s max = 450 mm ok .

→Design of landing:-

→Dead load calculation of q2: (for landing)

Concrete = (25*0.25) = 6.25 KN/m

Plastering = (0.02*22) = 0.44KN/m^2

Morter = 0.02*22 = 0.44 KN/m

Tiles = 0.03*23 = .69KN/m^2

Nominal Total Dead Load = 7.82KN/m

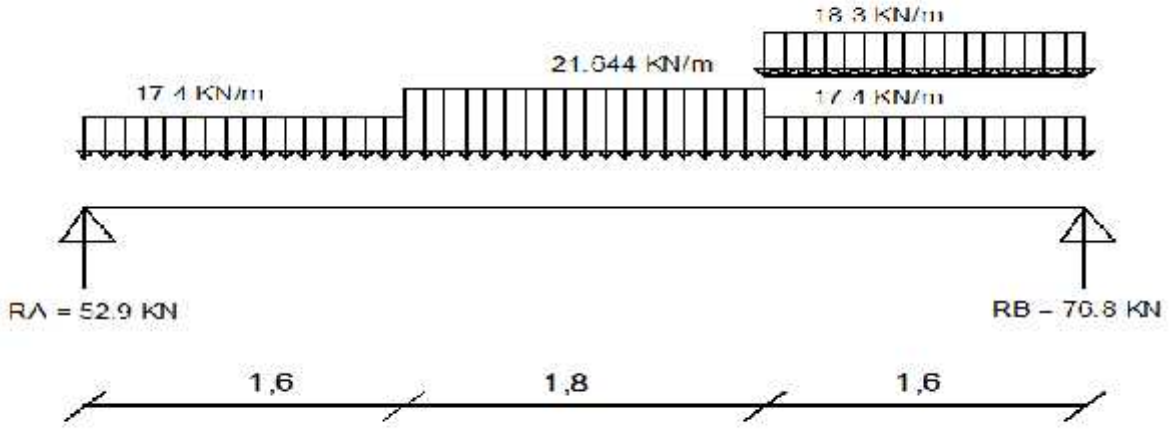
Factored Total Dead Load = 1.2*7.82 = 9.384KN/m

Live load = 5 KN/m^2 .

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

q_2= 8 + 9.384 = 17.384KN/m^2.

→Design of S2:-



WR = 29.22 / 1.6 = 18.3 KN/m .

RA = ((17.4 * 1.6 * 4.2) + (21.644 * 1.8 * 2.5) + (17.4 * 1.6 * 0.8) + (18.3 * 1.6 * 0.8)) / 5 = 52.9 KN .

RB = ((17.4 * 1.6) + (21.644* 1.8) + (17.4 * 1.6) + (18.3 * 1.6)) – 52.9 = 76.8 KN .

Check for shear strength :

Assume bar diameter Φ 14 for main reinforecement .

d= 250-20-7 = 223 mm .

Vud = 52.4 KN .

⍉Vc = (0.75/6) *$\sqrt{24}$ * 1000*223= 136.56 KN > 52.4 KN ……ok .

Vud = 52.4 KN . < 1/2 ⍉Vc = 68.28 KN .

The thickness of the slab is adequate enough .

Mu = (52.9 * 2.75) – (17.4 * 1.6 * 1.95) – (21.644 * 1.15 * 0.575) = 77 KN.m .

Assume bar diameter Φ 14 for main reinforcement . d = 223 mm .

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{77 * (10)^6}{(0.9)(1000)(0.223)^2} = 1.72\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.6*1.72}{420}}\right) = .0043$$

A_S = 0.0043*(1000)* (223) = 955.7mm^2 .

Asmin = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 *250 = 450 mm^2 .

As = 955.7 mm^2 > Asmin = 450 mm^2 . ok

Use Φ14 then

n= As / As Φ 14 = 955.7 / 153.86 = 6.2 , s = 1/n = 0.161.

∴Take 7Φ14 @ 15 cm c/c .

As = 1077.02 mm2/m strip >955.7 mm2 /m strip . ok

Step (s) is the smallest of :

7. 3h = 3* 250 = 750 mm
8. 450 mm
9. S= 380 ($\frac{280}{fs}$) = 380 ($\frac{280}{(2/3)*420}$) = 380 but

S <= 300 ($\frac{280}{fs}$) = 300 ($\frac{280}{(2/3)*420}$) = 300 - Control .

S = 150 mm < smax ok .

Temperature and shrinkage reinforcement :

As = 0.0018 * 1000* 250 = 450 mm^2 .

n= As / As Φ 14 = 450 / 153.86 = 2.93 , s = 1/n = 0.372 .

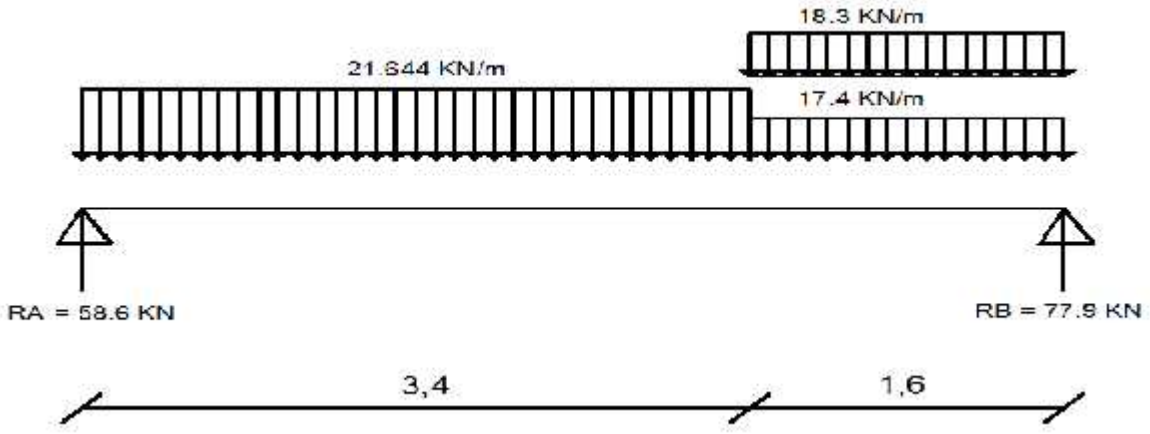
∴Take 3 Φ 14/mwith As = 461.58 mm^2 /m strip or Φ 14 @ 300 mm .

Step (s – for shrinkage and temperature reinforecement) is the smallest of :

5. 5h = 5* 300 = 1500 mm .
6. 450 mm – Control .

   s = 300 mm < s max = 450 mm ok .

→Design of S3:-



WR = 29.22 / 1.6 = 18.3 KN/m .

RA = ((21.644 * 3.4 * 3.3) + (17.4 * 1.6 * 0.8) + (18.3 * 1.6 * 0.8)) / 5 = 58.6 KN .

RB = ((17.4 * 1.6) + (21.644* 3.4) + (18.3 * 1.6)) – 58.6 = 77.9 KN .

Check for shear strength :

Assume bar diameter Φ 14 for main reinforcement .

d= 250-20-7 = 223 mm .

Vud = 53.5 KN .

⍉Vc = (0.75/6) *$\sqrt{24}$ * 1000*223= 136.56 KN > KN ……ok .

Vud = 53.5 KN . < 1/2 ⍉Vc = 68.28 KN .

The thickness of the slab is adequate enough .

Mu = (58.6 * 2.75)– (21.644 * 2.75 * 1.375) = 79.4 KN.m .

Assume bar diameter Φ 14 for main reinforcement . d = 223 mm .

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{79.4 * (10)^6}{(0.9)(1000)(223)^2} = 1.774\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.774}{420}}\right) = .00443$$

$A_S = 0.00443*(1000)*(223) = 986.93 mm^2$.

Asmin = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 *250 = 450 mm^2 .

As = 986.93 mm^2 > Asmin = 450 mm^2 . ok

Use Φ14 then

n= As / As Φ 14 = 986.93 / 153.86 = 6.42 , s = 1/n = 0.156.

∴Take 7Φ14 @ 15 cm c/c .

As = 1077.02 mm2/m strip >986.93 mm2 /m strip . ok

Step (s) is the smallest of :

10. 3h = 3* 250 = 750 mm
11. 450 mm
12. $S= 380 \left(\frac{280}{fs}\right) = 380 \left(\frac{280}{(2/3)*420}\right) = 380$ but

$S <= 300 \left(\frac{280}{fs}\right) = 300 \left(\frac{280}{(2/3)*420}\right) = 300$ - Control .

S = 150 mm < smax ok .

Temperature and shrinkage reinforcement :

As = 0.0018 * 1000* 250 = 450 mm^2 .

n= As / As Φ 14 = 450 / 153.86 = 2.93 , s = 1/n = 0.372 .

∴Take 3 Φ 14/mwith As = 461.58 mm^2 /m strip or Φ 14 @ 300 mm .

Step (s – for shrinkage and temperature reinforcement) is the smallest of :

7. 5h = 5* 300 = 1500 mm .
8. 450 mm – Control .

   s = 300 mm < s max = 450 mm ok .

14.15 Design Of Isolated Footing

→Calculate the weight of footing ,soil,and the surcharge floor load :

-Weight of footing (assume hfooting = 55cm)

Wfooting = 25 * 0.55 = 13.75KN/m^2

-Weight of soil :

Wsoil = 1.2 * 18 = 21.6 KN/m^2

Total surcharge load on foundation :

W= 13.75 + 21.6 + 5 = 40.35KN/m^2

-Net soil pressure ,qa,net :

Qa,net = 400 – 40.35 = 359.65KN/m^2

Required sizes of footing :

A= pn/qa.net = 2209 + 414 / 359.65 = 7.29m^2

A= l^2

L= 2.7 m

Determinateq_u = 1000/1.6*1.6 =390.6 KN/m^2

→Determination the depth of footing based on shear strength:

Pu = 1.2 * 2209 + 1.6 * 414 = 3313.2 KN .

Qu = 3313.2 / 2.7 * 2.7 = 454.5 KN/m^2

**Check for one way shear strength

$$Vu = 390.6 * (\frac{2.7 - 0.6}{2} - d) * 2.7$$

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

$$¤.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 2700 * d$$

$$¤.Vc = Vu$$

$$d = 447.3mm, h = 536.3mm$$

$$h = 600mm$$

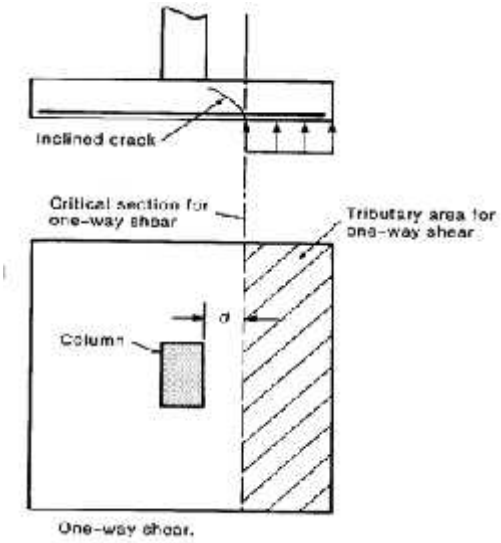


Figure (43): one way shear

→Check for two way shear action

Two way shear (punching shear)

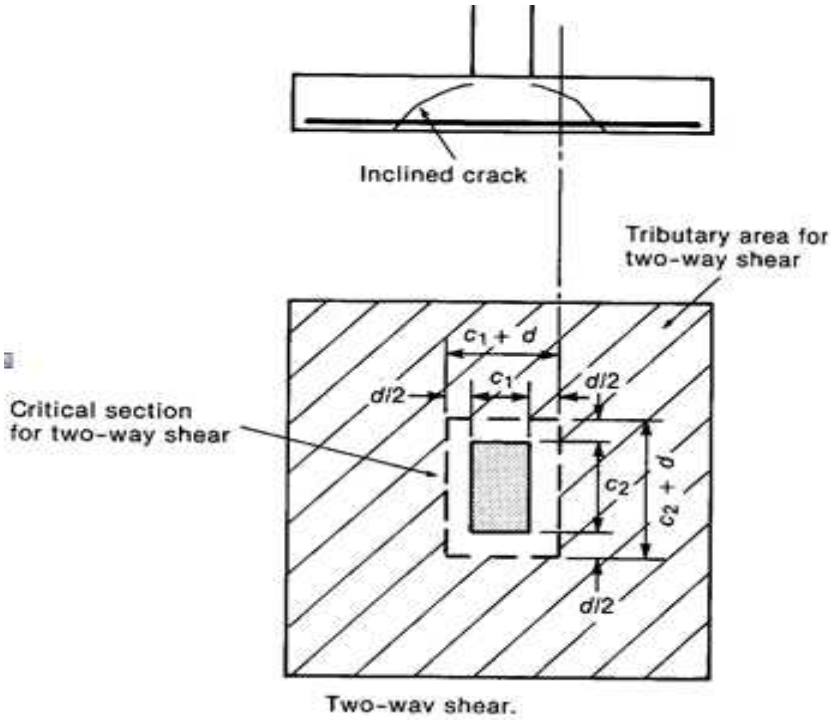
Let Vu = $¤.V_c$

Vu = 454.5 (2.7 * 2.7 – (0.6 +0.511) * (0.6 + 0.511)) = 2752.31 KN .

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

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

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



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

Figure (44): Two way shear

Where:-

$$_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{60}{60} = 1$$

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

$$b_o = 2(d + a1) + 2(d + a2) = 2(600 + 511) + 2(600 + 511) = 4444mm$$

$\sim_s = 40$ for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6} * \left(1 + \frac{2}{1}\right) * \sqrt{24} * 4444 * 511 = 4171.9KN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s * d}{b_o} + 2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{40 * .511}{4.444} + 2\right) * \sqrt{24} * 4444 * 511 = 4588.7KN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 4444 * 511 = 2781.3KN$$

$¤.V_C = 2781.3KN$ .... *Control*

$Vu < ¤.Vc$.....*ok*

●Design of flexural for isolated footing :-

$Mu = 454.5 * 2.70 * 1.05^2 / 2 = 676.5kN.m$

Mu =676.5KN.m

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{0.6765/0.9}{2.7 \times 0.511^2} = 1.07Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

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

$$° = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.07}{420}}\right) = .00261$$

$As_{\text{Re}q.} = ° * b * d = 0.00261 * 2700 * 511 = 3598.83mm^2$

$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 2700 * 550 = 2673mm^2$

$useAs = 3598.83mm^2$

Select ¤14

$\frac{3598.83}{154} = 23.37 \rightarrow use25bars.$

$...As_{\text{Pr}ovided} = 3846.5mm^2 > 3598.83mm^2$.....*ok*

→Check for strain :-

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

$3846.5 * 420 = 0.85 * 24 * 2700 * a$

$a = 29.3mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{29.3}{0.85} = 34.51mm$

$£_s = \frac{511 - 34.51}{34.51} * 0.003 = .0414$

$£_s = 0.0414 > 0.005 \longrightarrow ok$

→Development Length of main Reinforcement for M_u :

$Ld_{(1)req} = \frac{0.24\,fy}{\sqrt{fc}}db = \frac{0.24*420}{\sqrt{24}}1.4 = 28.8$ cm .

$Ld_{(c)req} = 0.043 \times fy \times db = 0.043 \times 420 \times 1.4 = 25.28$cm

$Ld_{(c)req} = 25.28$cm $< Ld_{(1)req} = 28.8$ cm ➔control

Available Ld = $(600 - 75 - 2*14) = 497$ mm.

Using hook $\geq 16*¤$

Required length of hook $\geq 16*¤ \geq 16*1.6 = 25.6$ cm use 30 cm

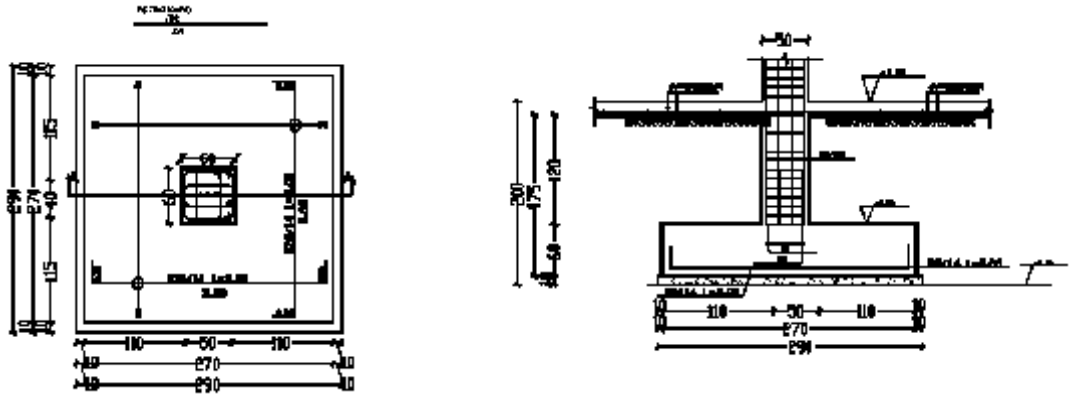
Total Length = 497…. use 50 cm $> Ld_{req} = 28.8$cm … ok

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda\sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e\psi_s\psi_t}{\frac{ktr+cb}{db}} * db$$

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1*1*0.8}{2.5} * 14 = 345.67\ mm$$

$Ld_{available} = 975 - 75 = 900$ mm

$Ld_{available} = 900mm > ld_{req} = 345.67mm$ ok



→Check transfer of load at base of column:

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

$\text{¤}.Pn = 0.65 * [0.85 * 24 * (600 * 600)] / 3313.2 = 1440.8KN$

$But \;\; Pu = 1440.8 < \text{¤}.Pn = 2360.7KN$

Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

$As_{\min} = 0.005 * Ag = 0.005 * 600 * 600 = 1800cm^2$

Use the column bars as a dowels

$Select \;\; 6\Phi 20$

AsProvided = 1884 mm2 >AsReq. = 1800 mm2

4.16 Design of wall footing

→ load calculation :

The total service loads :-

D.l = 22.5kN/m.

L.l =0.0 KN/m.

→For 0.6 meter slide :-

Use width = 1.5 m.

Assume h = 300mm

.q =(1.2*22.5+1.6*0.0)/1.5= 18KN/m^2

.d= 300-75-12 =213 mm.

Vu = $(\frac{b}{2}-\frac{a}{2}-d)$*q

Vu= $(\frac{1.5}{2}-\frac{0.3}{2}-.213)$*18= 6.97KN/m

$\Phi Vc = \frac{0.75\sqrt{fc'}}{6}(bw)(d)$

$\Phi Vc = \frac{0.75\sqrt{24}}{6}(1000)(213) = 130.44 KN/m$

130.44 > 6.97KN/m

So the Depth enough

●Design for flexure :-

Mu = 18*$(0.60)^2$/2 = 3.24KN.m/m

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{3.24*(10)^{-3}}{(0.9)(1)(0.213)^2} = 0.080\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.6*.080}{420}}\right) = 0.0002$$

As =0.0002*1000*213 = 40.7 mm^2

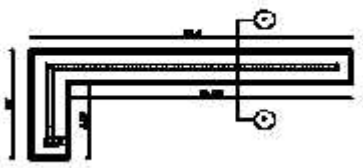
As_{min} = 0.0018*1000*213= 383.4 mm^2>As_{req}

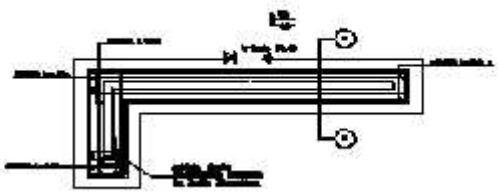
Use Φ 12 with A_s =113.04 mm^2

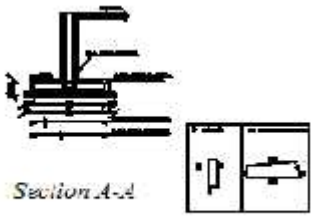
5Φ 12➔Φ 12@ 20 cm c/c.

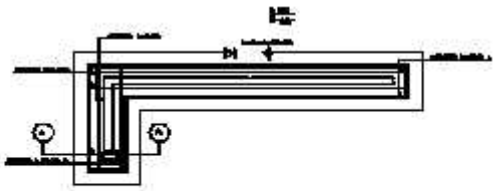
Transverse direction➔ (0.0018*1500*300)= 810mm2 ……

∴Use 16@ 20









4.17Results Of Mat Foundation

Mmax = 157.175 kn.m/m

Mmin = -24.39 kn.m/m

Vumax = 298.67 kn/m

Vumin = 0.21 kn/m

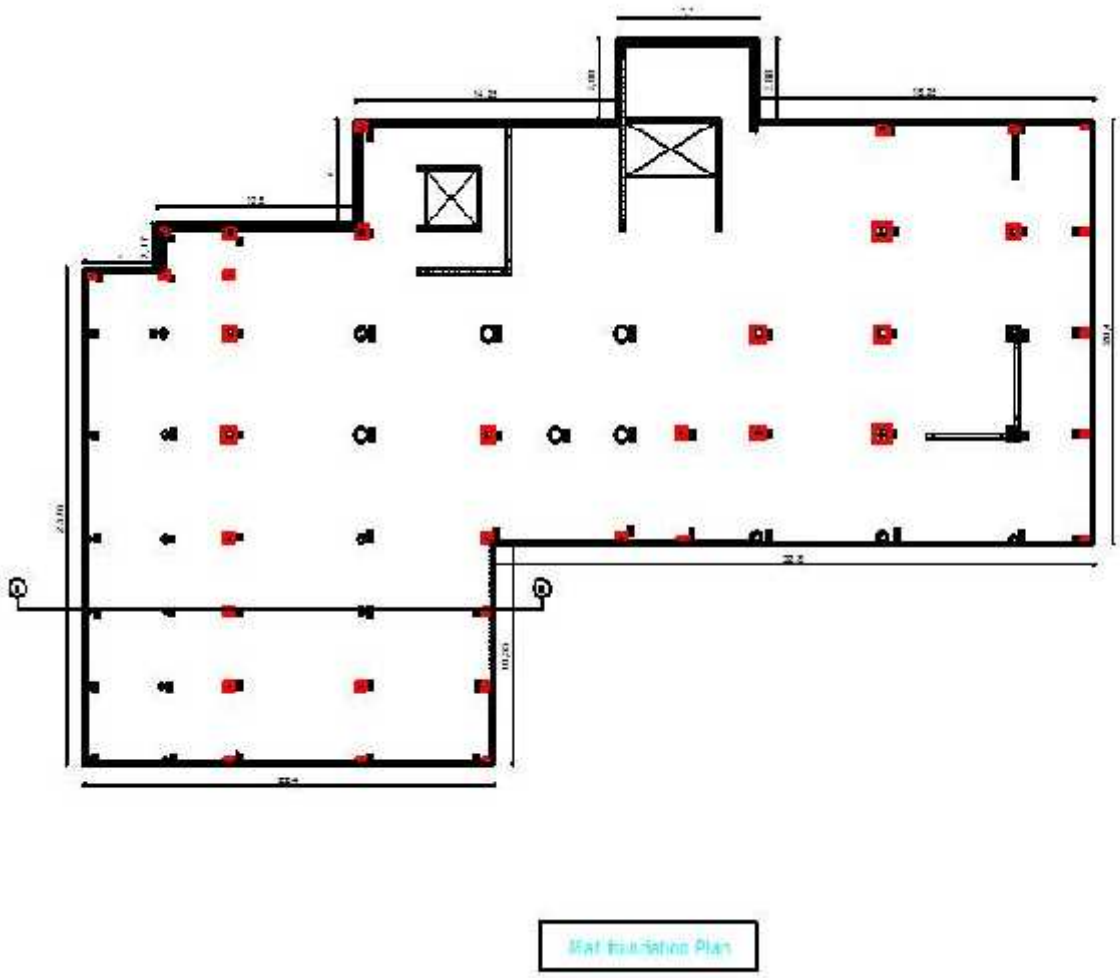


Figure (45): Mat foundation plan.

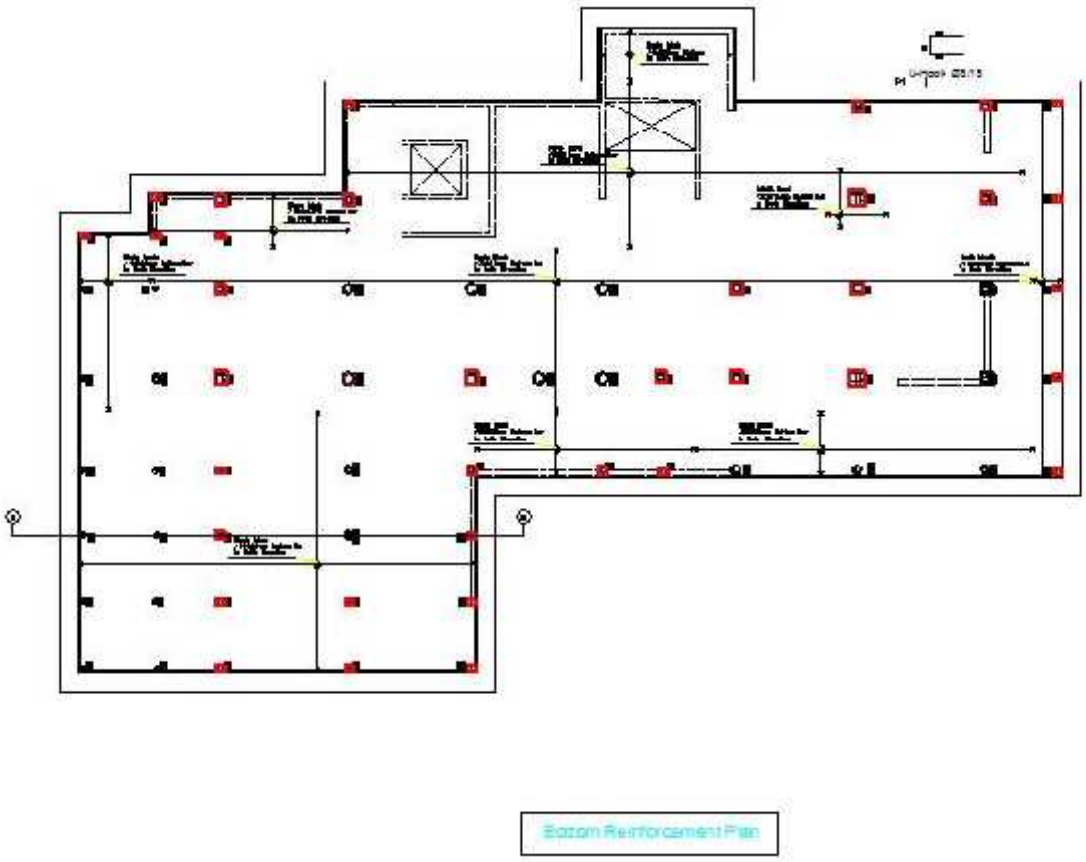


Figure (46): Bottom reinforcement plane for mat foundation.

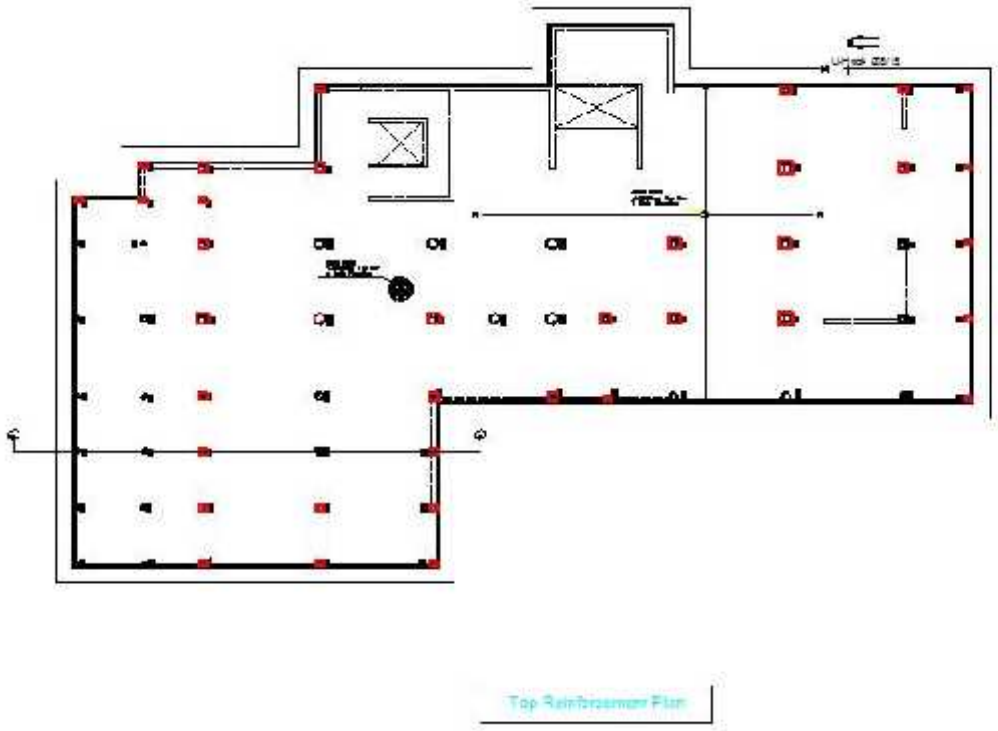


Figure (47): Top reinforcement plane for mat foundation.

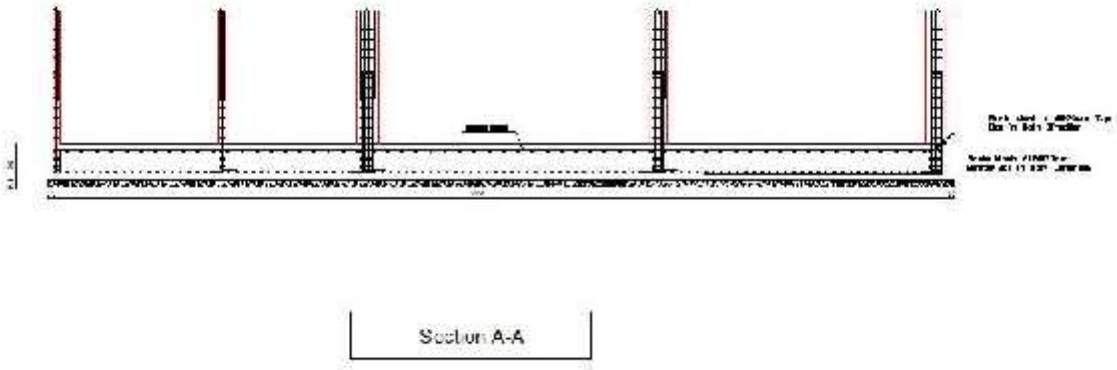


Figure (48): Section A-A for mat foundation

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

النتائج والتوصيات

من خلال هذا التجوال في هذا المشروع و التعرف على معطياته و جوانبه ، تم الخروج بزبدة هذا البحث من خلال نتائج تتمثل فيما يلي:-

١- تم في هذا القسم من العمل على المشروع وضع حلول أولية ستخضع لمزيد من الدراسة , وهي قابلة للتغيير.

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

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

تم بحمد الله

لائحة الصور

رقم الصورة	وصف الصورة	رقم الصفحة
-١-	صورة جوية للموقع	7
-٢-	مخطط طابق التسوية	9
-٣-	مخطط الطابق الأرضي	10
-٤-	مخطط الطابق الأول	11
-٥-	مخطط الطابق الثاني	12
-٦-	مخطط الطابق الثالث	13
-٧-	مخطط الطابق الرابع	14
-٨-	مخطط الطابق الخامس	15
-٩-	مخطط الطابق السادس	16
-١٠-	الواجهة الشمالية	17
-١١-	الواجهة الجنوبية	17
-١٢-	الواجهة الشرقية	18
-١٣	الواجهة الغربية	18
-١٤	مقطع A-A	19
-١٥	مقطع B-B	20
-١٦	بعض العناصر الإنشائية في المبنى	26
-١٧	عقدات العصب ذات الإتجاه الواحد	27

رقم الصورة	وصف للصورة	رقم الصفحة
-١٨	عقدات العصب ذات الإتجاهين	27
-١٩	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	28
-٢٠	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	28
-٢١	جسر مسحور	29
-٢٢	جسر مدلي	29
-٢٣	أحد أشكال الأعمدة	30
-٢٤	جدار القص	31
-٢٥	الأساس المنفرد	31
-٢٦	الدرج	32
-٢٧	One way ribbed slab	36
-٢٨	Rib geometry	38
-٢٩	Loading of rib	39
-٣٠	Moment envelop of rib	39
-٣١	Shear envelop of rib	40
-٣٢	Two way ribbed slab	46
-٣٣	Two way ribbed slab reinforcement	50
-٣٤	Beam geometry	51
-٣٥	Load beam	51
-٣٦	Moment envelop of beam	52
-٣٧	Shear envelop of beam	52
-٣٨	Columns Section	59
-٣٩	Solid Slab1 Plane	60
-٤٠	Solid Slab2 Plane	63
-٤١	Stair 1	67

71	Stair 2	-٤٢
79	one way shear	-٤٣
80	Two way shear	-٤٤
86	Mat foundation plan.	-٤٥
87	Bottom reinforcement plane for mat foundation.	-٤٦
88	Top reinforcement plane for mat foundation.	-٤٧
88	Section A-A for mat foundation	-٤٨

- **لائحة الجداول**

رقم الصفحة	وصف الجدول	رقم الجدول
4	الجدول الزمني للمشروع خلال الفصل الدراسي ٢٠١٥_٢٠١٦	-١
23	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	-٢
24	الأحمال الحية للمرافق الخاصة بالفنادق	-٣
25	قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر .	-٤
36	Calculation of the total dead load for one way rib slab.	-٥
47	Calculation of the total dead load for two way rib slab.	-٦
60	Calculation of the total dead load for solid slab of stair roof 1 .	-٧

64	Calculation of the total dead load for solid slab of stair roof 2.	-٨
68	Calculation of the total dead load for flight of stair roof 1.	-٩
71	Calculation of the total dead load for flight of stair roof 2.	-١٠

فهرس المحتويات

الموضوع	
عنوان المشروع	i.
صفحة شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج	ii.
الإهداء	iii.
الشكر والتقدير	iv.
ملخص المشروع باللغة العربية	v.
ملخص المشروع باللغة الإنجليزية	vi.
الفصل الأول : المقدمة	١
مقدمة المشروع	٢
أهداف المشروع	٢
مشكلة المشروع	٢
حدود مشكلة المشروع	٣
المسلمات	٣
فصول المشروع	٣
إجراءات المشروع	٤
الفصل الثاني : الوصف المعماري	٥
المقدمة	٦
لمحة عن المشروع	٦
وصف موقع المشروع	٧
موقع المشروع	٨
وصف الموقع	٨
المناخ	٨
حركة الرياح و الشمس	٨
الضوضاء	٨
الرطوبة النسبية	٨
كميات هطول الأمطار السنوية	٨
العناصر المعمارية	٩
وصف المساقط الأفقية	٩
طابق التسوية	٩
الطابق الأرضي	١٠
الطابق الأول	١١
الطابق الثاني	١٢
الطابق الثالث	١٣
الطابق الرابع	١٣
الطابق الخامس	١٤
الطابق السادس	١٥
وصف الواجهات	١٦
الواجهة الشمالية	١٧
الواجهة الجنوبية	١٧
الواجهة الشرقية	١٨
الواجهة الغربية	١٨
وصف الحركة	١٩
الفصل الثالث : الوصف الإنشائي	٢١
المقدمة	٢٢
هدف التصميم الإنشائي	٢٢
الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى	٢٢
الأحمال	٢٢

الاحمال الميتة	٢٣
الأحمال الحية	٢٣
الأحمال البيئية	٢٤
الإختبارات العملية	٢٥
العناصر الإنشائية	٢٦
العقدات	٢٦
الجسور	٢٩
الأعمدة	٣٠
الجدران الحاملة (جدران القص)	٣٠
الأساسات	٣١
الأدراج	٣٢
Chapter Four : Structural Analysis & Design	٣٣
Introduction	٣٤
Design method and requirements	٣٤
Factored Loads	٣٥
Slab Thickness Calculations	٣٥
Load Calculations	٣٥
Design Of Topping	٣٧
Design Of Rib (01)	٣٨
Design Of Two Way Rib	٤٦
Design Of Beam (03) In Basement Floor	٥٠
Design Of Column	٥٧
Design Of Solid Slab Of The Stair Roof (1)	٦٠
Design Of Solid Slab Of The Stair Roof (2)	٦٣
Design Of Stair 1	٦٧
Design Of Stair 2	٧١
Design Of Isolated Footing	٧٨
Design of wall footing	٨٣
Results Of Mat Foundation	٨٥
النتائج والتوصيات	٩٠
لائحة الصور	٩١
لائحة الجداول	٩٣
List of Abbreviations	٩٥

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.
- **f_c** = compression strength of concrete .
- **Fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **Ln** = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- **LL** = live loads.
- **Lw** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.
- **Pu** = factored axial load
- **S** = Spacing of shear 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 .