جـامـعة بـولـيـتـكـنـك فـلسـطـيـن

كـلـيـة الـهـنـسـة والـتـكـنـولـوجـيـا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

الخليل- فلسطين

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لِـ "مبنى سكني تجاري "في مدينة دورا .

فـريـق الـعـمـل

زيد عماد أيوب

محمد وائل ظافر سياج

إشـراف :

م. سفيان الترك .

ايار–٢٠١٦م

جـامـعة بـوليـتكـنك فلسطـين

كـلـيـة الـهـنـدسـة والـتـكـنـولـوجـيـا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

الخليل- فلسطين

التصميم الإنشائي لـِ " مبنى سكني تجاري "في مدينة دورا.

فـريـق الـعـمـل

زيد عماد أيوب محمد وائل ظافر سياج

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

م. سفيان التركد. غسان دويك

....

ايار - ٢٠١٦م

الإهـــــــــــــــــداء

إلى الشموع التي استطاعت قهر الظلام بقوة إرادة تورهما... الذين كلما مر الوقت أكثر ندرك كم هو صعب أن نحاول سداد ديوننا لهم....خاصة عندما يكون "الثبات" على ما نؤمن به...هو من بعض غرسهم

أمهاتنا و آبائنا أدامالله نورهم..

إلى العلم، و التربية، و الوقار، و الإخلاص، و التواضع

أساتذتنا الكرام..

إلى دعائم قوتنا و طموحنا....لسمعلتنا و جروحنا

إخواننا و أخواتنا..

إلى كلا الأوفياء المخلصين اللذين جعلوا منا لوفاء شمعة تنير دربهم

إلى من يجسدون الوفاء في أرقى صوره

أصدقائنا و رفقاء دربنا ..

و إلى كل من أخذ و يأخذ بأيدينا إلى قمة المجد

نهدي هذا المشروع ..

فـريـق الـعـمـل

شـــــكـــر وتـــقـــديـــر

ليس هناكشكر أعظممنالاعترافبالجميل،وليس
هناكمشكور أعظممنصاحبالفضلالذيلاينقطعفضلهو لاتنحصر نعمه،فحمدًاللهحمدالاينتهيعندحد و لاينقطععندأجل.

وفيهذاالمقاملايسعنا إلاأننتقدمبجزيلشكرنا،و عظيمامتناننا وتقديرناو عرفاننا؛إلىكلمنساهمفيإنجاز
بحثناهذا،متحدينمعنا كل الصعابفلهمجميعًاالشكرو التقديركله.

ونخصبشكرنا وتقديرنا أستاذنا الفاضل المهندس سفيان
التركالمشرفو الموجهو المعلم،الذيلميتوان،ولميتأخر عنتقديمما آتاهاللهمنعلموحلم لنا،ونشكر طاقم دائرة الهندسة
المدنية و المعمارية كل بمكانه الذين كرسوا وقتهم وجهدهم لمساعدتنا ومساعدة زملائنا طوال سنوات
الدراسة.

كما نتقدم بشكرنا الى زملائنا وزميلاتنا الأعزاء الذين لولا وجودهم لما أحسسنا بمتعة البحث ، ولا
حلاوة المنافسة الإيجابية.

وختامالقولمسك،فالشكركلالشكر إلىأبآئناو أمهاتناو إخواننا الذينكانلهمالدور الأكبرفيالوصول إلى ما وصلنا
إليه،ولعلنانوفيهمحقهمببلوغنارضاهم جميعاً.

فـريـق الـعـمـل

خـلاصة المشـروع

التصميم الإنشائي لـِ " مبنى سكني تجاري " في مدينه دورا .

فـريــق الـعـمـل

زيد عماد أيوب محمد وائل ظافر سياج

إشـراف :

م. سفيان الترك .

ايار–٢٠١٦م

يمكن تلخيص هدف المشروع في عمل التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع، من **عقدات وجسور وأعمدة وأسلسات وجدران و جملونات** وغيرها من العناصر الإنشائية.

يتكون المشروع من**ثلاث اقسام** القسم الأول مبنى خرساني يتكون من**سبعة طوابق** ، وهو عبارة عن **مبنى ذو مرافق متعددة**حيث ان التوزيع المعماري لهذه المرافق يتسم **بالتنوع و للشمول مما أكسبنا المعرفة الواسعة** في التصميم الإنشائي للأبنية الخرسانية،**اما القسم** الثاني فهو عباره عن منشأ خشبي على الطابق السابع من المبنى الخرساني يمثل روف سكني ,**اما القسم الثالث** فهو عبارة **عن منشأ معدني متعدد الاستخدامات**.

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لمبنى سكني يحتوي كافة الخدمات اللازمة بالإضافة الى محلات تجارية و كراجات للسيارات أسفل منه وروف في الطابق الاخير يتكون من عناصر إنشائية خشبيه بالإضافة الى عناصر إنشائية خرسانيه ،**ومنشأ معدني ذو**

فضاءات كبيرة تم التغلب عليها بواسطه جمالونات فولاذية و تم اسنادها بأعمدة خرسانية و قد تم تصميم جميع العناصر – الخرسانية و الخشبية و الفولاذية – تصميما انشائيا.

ويتكون المشروع من عدة مراحل تتمثل بداية بالتدقيق المعماري للمخططات ، وقد تم اختيار العناصر الانشائية المختلفة من اعمدة وجسور وعقدات بشكل لا يتناقض مع المتطلبات المعمارية للمشروع.وبعد ذلك قمنا بمرحلة التصميم الانشائي للعناصر الانشائية بمساعدة بعض البرامج التصميمية الانشائية وعرض نتائجها على شكل مخططات تنفيذية.

ومن الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية ،ولتحديد أحمال الزلازل تم استخدام (U.B.C- 97) ،أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فقد تم استخدام الكود الأمريكي (ACI_318- 08) و الكود الألماني (DIN) ،ولا بد من الإشارة إلى انه تم الاعتماد على بعض البرامج الحاسوبية مثل : Autocad2007, Office2010, Atir11.5وغيرها.

والله ولي التوفيق .

Structural Design for Residential and Commercial Building

Prepared by

Zaid Imad Ayoub Mohammad WaelZaferSiaj

Palestine Polytechnic University -2016

Supervisor

Eng .Sufian Al-Turk

Abstract

Objective of the project can be summarized in the structural design of all structural elements contained in the project, slabs, beams, columns and foundations, walls , Trusses , Rafters and other structural elements.

The design will be based on the requirements of the American Code (ACI -318-08),German Code (DIN),and the Jordanian Code of loads and It must be pointed out thatwe was relying on some computer programs such as: Autocad2010, Office2010, Atir11.5.

We hope after the completion of the project to be able to provide structural design for all structural elements of the building.

After designing this project and the work of what has been said is expected to conclude a number of results and projections is to link the information that has been studied in the courses different, and the analysis and design of all structural elements and the statement of the impact of each of the elements on the other, and then the work of structural plans of the Executive are Full and detailed for each.

جدول المحتويات

الفصلالأول _____ ١
المقدمة _____ ١
١-١ مقدمة : _____ ٢
١-٢-١ أهدافالمشروعالمعمارية : _____ ٢
١-٢-١ أهدافالمشروعالإنشائية : _____ ٢
١-٣ مشكلةالمشروع : _____ ٢
١-٤ المسلمات : _____ ٣
١-٥ فصولالمشروع : _____ ٣
١-٦ الجدولالزمنيللمشروع : _____ ٣
الفصلالثاني _____ ٤
الوصفالمعمَـاري _____ ٤
٢-١ مقدمة : _____ ٥
٢-٢ لمحةعامةعنالمشروع : _____ ٥
٢-٣ موقعالمشروع : _____ ٦
٢-٣-١ أهميةالموقع : _____ ٧
٢-٣-٢ حركةالشمسوالرياح : _____ ٧
٢-٣-٣ الرطوبة:- _____ ٧
٢-٤ وصفطوابقالمشروع :- _____ ٨
القسمالأول : _____ ٨
٢-٤-١ طابقالتسوية :- _____ ٨
٢-٤-٢ الطابقالأرضي:- _____ ٩
٢-٤-٣ الطابقالأول:- _____ ١٠
٢-٤-٤ الطابقالثاني – الطابقالسابع :- _____ ١١
٢-٥ الواجهات :- _____ ١٢
٢-٥-٢ الواجهةالغربية: _____ ١٣
٢-٥-٣ الواجهةالشمالية: _____ ١٤
٢-٥-٤ الواجهةالجنوبية: _____ ١٥
القسمالثاني : _____ ١٩
القسمالثالث : _____ ٢٠
٢-٧ وصفالحركةوالمداخل :- _____ ٢١
٢-٨ المداخل :- _____ ٢٢

الفصلالثالث ٢٠
الوصفالإنْشَائِي ٢٠
٣-١ مقدمة :- ٢١
٣-٢ الهدفمنالتصميمالإنشائي:- ٢١
٣-٣ مراحلالتصميمالإنشائي:- ٢١
٣-٤ الأحمال:- ٢٢
٣-٤-١ الأحمالالميتة :- ٢٢
٣-٤-٢ الأحمالالحية:- ٢٢
٣-٤-٣ الأحمالالبيئية: ٢٣
٣-٥ الاختباراتالعملية: ٢٦
٣-٦ العناصرالإنشائيةالخرسانية : ٢٦
٣-٦-١ العقدات: ٢٦
٣-٦-٢ الأدراج: ٢٨
٣-٦-٣ الجسور:- ٢٨
٣-٦-٤ الأعمدة: ٢٩
٣-٦-٥ جدرانالقص: ٣١
٣-٦-٦ الأساسات: ٣١
٣-٧ العناصرالإنشائيةالخشبية : ٣٣
٣-٨ العناصرالإنشائيةالمعدنية : ٣٤
٣-٨-١: Steel truss ٣٤
٣-٨-٢ طبقةالتغطية : ٣٥
٣-٩الزجاج : ٣٥
٣-٩برامجالحاسوبالتيتماستخدامها: ٣٦
الفصلالخامس ٥٥
النَتائِجوالتَوصِيات ٥٥
٥-١ المقدمة: ٥٦
٥-٢ النتائج: ٥٦
٥-٣ التوصيات: ٥٧

List of Abbreviations

fc' : Concrete strength.

FY: yield stress of steel.

b: width of section.

c: depth of rectangular compressive stress block.

d: effective depth , measured from the extreme compression fibers to centroid of steel area.

h: total depth.

As: area of the tension steel

T: resultant tension force in steel.

Mn: nominal moment strength of the section.

ρ : Ratio of reinforcement.

ε_s : Strain at tension steel.

Ø for flexure = 0.9.

Ø for share = 0.75.

Ø for compression = 0.65.

Vu : factored shear force.

Vn: nominal shear strength.

Vc: nominal shear strength provided by concrete.

Vs: nominal shear strength provided by stirrups.

I: moment of inertia of the section.

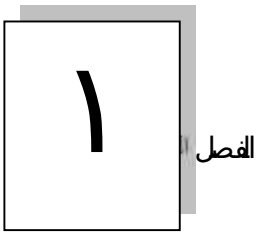
E: modules of elasticity.

$\frac{klu}{r}$: Slenderness ratio.

Cq: pressure coefficient.

γ: unit weight of soil.

Qall: allowable pressure Bering soil pressure.



الفصل الأول

المقدمة

١-١ مقدمة .

١-٢ أهداف المشروع.

١-٣ مشكلة المشروع.

١-٤ المسلمات .

١-٥ فصول المشروع.

١-٦الجدول الزمني.

١-١ مقدمة :

لقد شهد القرن الماضي تقدم و تطور في كافة مناحي الحياة و صاحب هذا التطور زيادة ملحوظة في أعداد السكان و بالتالي زيادة في احتياجهم الى المساكن و الخدمات مما اوجد حاجة اجتماعية و اقتصادية الى المباني السكنية .

١-٢ أهداف المشروع :

تقسم أهداف المشروع إلى الأهداف المعمارية و الأهداف الإنشائية.

١-٢-١ أهداف المشروع المعمارية :

الهدف الرئيسي المعماري هو وضع تصميم **مناسب متناسق مع الثقافة** الفلسطينية، وفق أفضل نظريات العمارة الحديثة.

١-٢-١ أهداف المشروع الإنشائية :

- تعزيز القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب و المتوافق مع أهداف المبنى .
- ربط ما تم تعلمه بمساقات التصميم الإنشائي بالجانب العملي والتصميمي في المشروع
- اكتساب مهارات و خبرات جديدة في مواجهة المشاكل والعقبات التي لم يتم التطرق لها في الجانب الأكاديمي النظري من درستنا الجامعية .

١-٣ مشكلة المشروع :

تكمن مشكلة المشروع في ايجاد انسب نظام انشائي يحقق متطلبات المتانة و الخدماتية ، بالإضافة الى تحليل و تصميم كافة العناصر الإنشائية المكونة للمشروع مثل العقدات و الجسور و الأعمدة و الجملونات و الأساسات ... **الخ** ، بعد تحديد الأحمال لكل عنصر انشائي يمكننا تحديد الأبعاد المطلوبة لذلك العنصر بالإضافة الى التسليح المطلوب ، **بعد ذلك** يتم **عرض النتائج على شكل مخططات و** رسومات انشائية للانتقال من مرحلة التصميم النظري الى التطبيق العملي في الموقع .

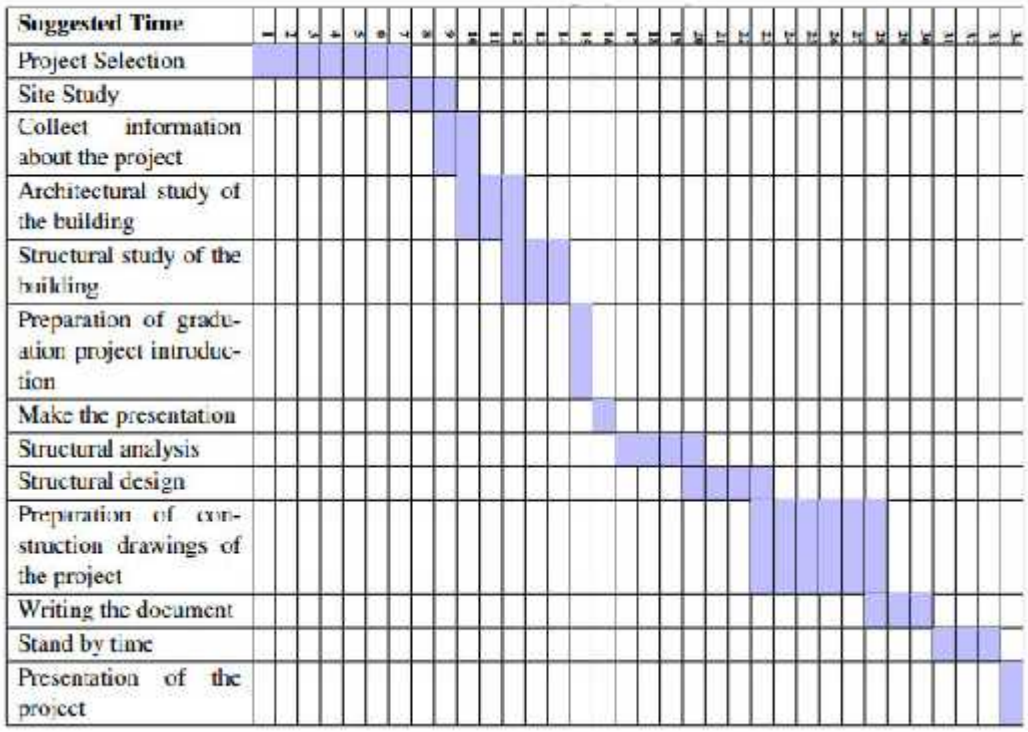
١-٤ المسلمات :

تهدف دراستنا الى اعداد المخططات الإنشائية اللازمة لكافة عناصر المشروع ، و سوف يتم الاعتماد في المشروع على كل من الكود الأمريكي (ACI -318-08) و الكود الألماني (DIN) و الكود الأردني للأحمال .

١-٥فصول المشروع :

- الفصل الأول : المقدمة .
- الفصل الثاني : الوصف المعماري .
- الفصل الثالث : الوصف الإنشائي .
- الفصل الرابع : التحليل و التصميم الإنشائي .
- الفصل الخامس : النتائج و التوصيات .

١-٦ الجدول الزمني للمشروع :



الشكل (١- ١الجدول الزمني للمشروع)

٢

الفصل الثاني

الوصف المِعمَـاري

٢-١ مقدمة .

٢-٢ لمحة عامة عن المشروع .

٢-٣ موقع المشروع.

٢-٤ وصف طوابق المشروع.

٢-٥ الواجهات .

٢-٦ وصف الحركة و المداخل.

٢-٧ المداخل.

٢-١ مقدمة :

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

وبهذا أصبحت العمارة فن وموهبة وأفكار، تستمد وقودها مما وهبه الله للمعماري من مواهب الجمال. وإذا كان لكل فن أو علم ضوابط وحدود يقف عندها فإن العمارة لا تخضع لأي حد أو قيد، فهي تتأرجح 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.

٢-٢ لمحة عامة عن المشروع :

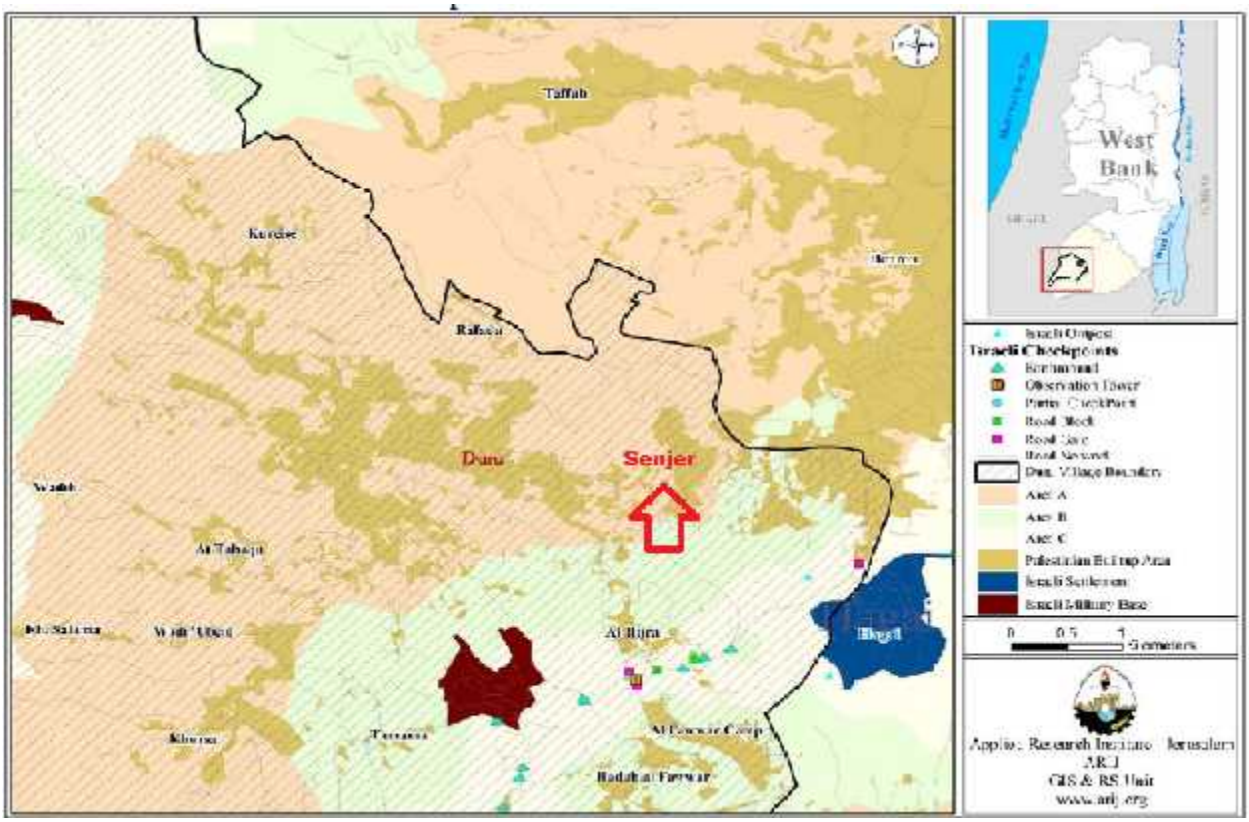
ان فكرة انشاء مبنى سكني في مدينة دورا ترتكز في اقامة مباني سكنيه متطورة، متكاملة الخدمات تتناسب وتنسجم مع متطلبات وامكانيات المواطن الفلسطيني ، حيث ان المشروع سيوفر المتطلبات الاساسية للحياة الراقية، اضافه الى شكل معماري جميل يكون اضافه ثريه للشكل العام لمدينة دورا ، اما من الداخل فمن المعروف ان للبيئةالفلسطينية متطلبات اساسية وخصوصية تم اخذها بعين الاعتبار عند اعداد التصميم، اضافة الى ان المشروع سيخلق مناخااجتماعياملائماً للعادات الاجتماعيةالقيمة في المجتمع الفلسطيني يتناسب مع اهم توجهات الدولة في التنمية العقارية في فلسطين بالإضافة الى منشأ معدني يلبي الإستخداماتالمتختلفة للمواطن الفلسطيني سواء كانت تجارية ام صناعية.

٢-٣ 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 جزءمن ارض **بالقرب منمنطقةسنجر** ،مدينة **دورا** ، **جنوب غرب** مدينة الخليل ،جنوب الضفة الغربية، **ترتفع قطعة الأرض ٩٢٠م عنسطح البحر** ، **وترتبط** بطريق رئيسي هو شارع الخليل-**دورا** .



الشكل (٢ - ١) خارطة الموقع الجغرافي لمدينة دورا

الشكل (٢-١) خارطة الموقع الجغرافي لمدينة دورا .

٢-٣-١ أهمية الموقع :

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 ارض للمبنى السكني التجاري :

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 .

٢-٣-٢ حركة الشمس و الرياح :

تتعرض مدينة دورا 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.

٢-٣-٣ الرطوبة:-

مناخ مدينة دورا يتأثر بمناخ فلسطين الذي يعرف بأنه جاف وحار صيفاً ومعتدل وماطر شتاءً، ومناخ دورا 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 دورا تتراوح ما بين (٤٠٠-٦٠٠ ملم) سنوياً.

٢-٤ وصف طوابق المشروع :-

يتكون المشروع من ثلاث أقسام

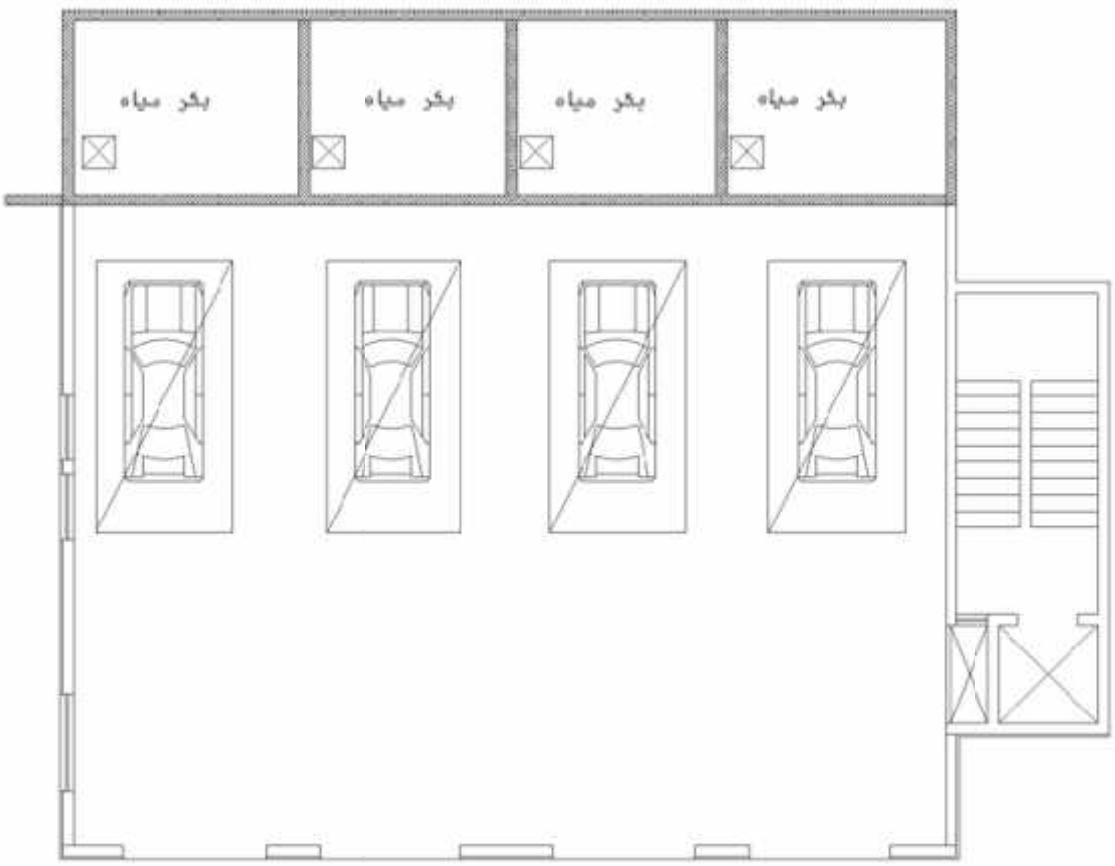
القسم الأول :

مبنى سكني تجاري يتكون من سبعة طوابق ذات تنوع خدماتي ، ذو مرافق متعددة و التوزيع المعماري لهذه المرافق يتسم بالتنوع مما أدى إلى التنوع في التصميم الإنشائي .

٢-٤-١ طابق التسوية :-

(منسوب ٣.١٢-م) بمساحة تقدر بـ ٢٧٨م^{٢}.

تم استغلال طابق التسوية بشكل عام كمواقف للسيارات ، غرفة كهرباء ، بئر مياه ، للشكل (٢-٢) .

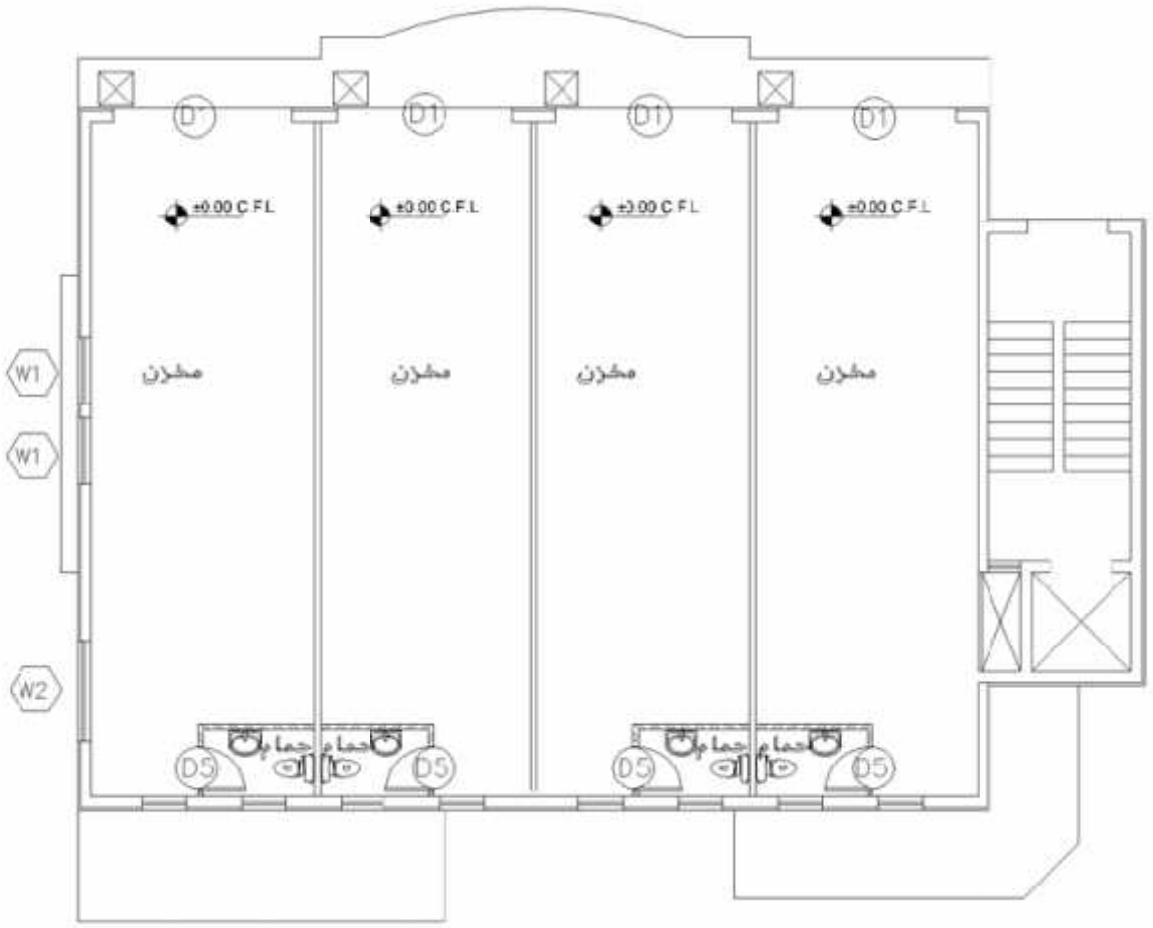


الشكل (٢ - ٢)مسقططابقالتسوية

٢-٤-٢ الطابق الأرضي:-

(منسوب ٠.٠٠م) بمساحة تقدرب٢٣٢ م^{٢}.

يتكون الطابق الأرضي مخازن تجارية ، ، الشكل (٢-٣).

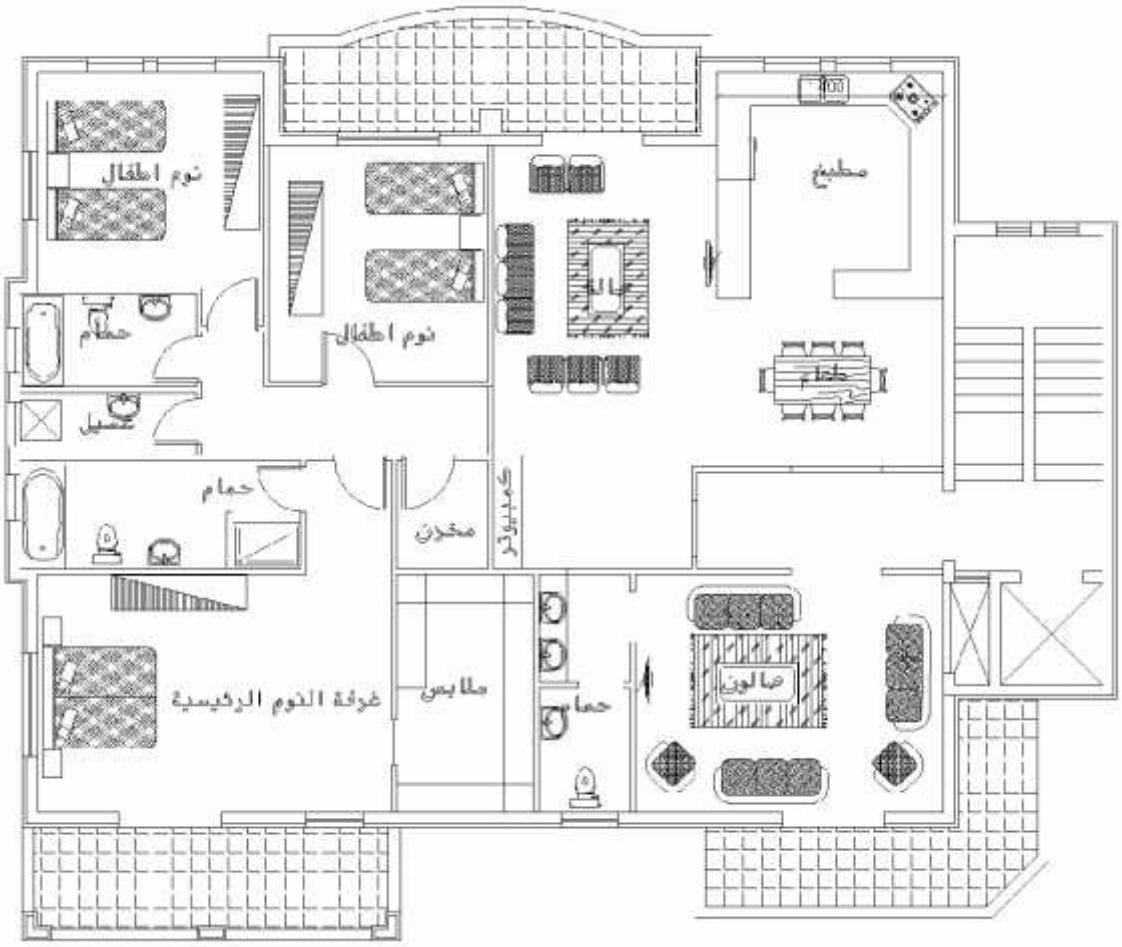


الشكل (٢ - ٣)المسقطالأفقيللطابقالأرضي.

٢-٤-٣ الطابق الأول:-

(منسوب٣.٦٥م) بمساحة تقدر ٢٧٦م^{٢}.

يتكون الطابق الأول من شقة سكنية تتكون من ثلاث غرف نوم بالإضافة إلى مطبخ و صالة و غرفة ضيوف ، الشكل (٢-٤).

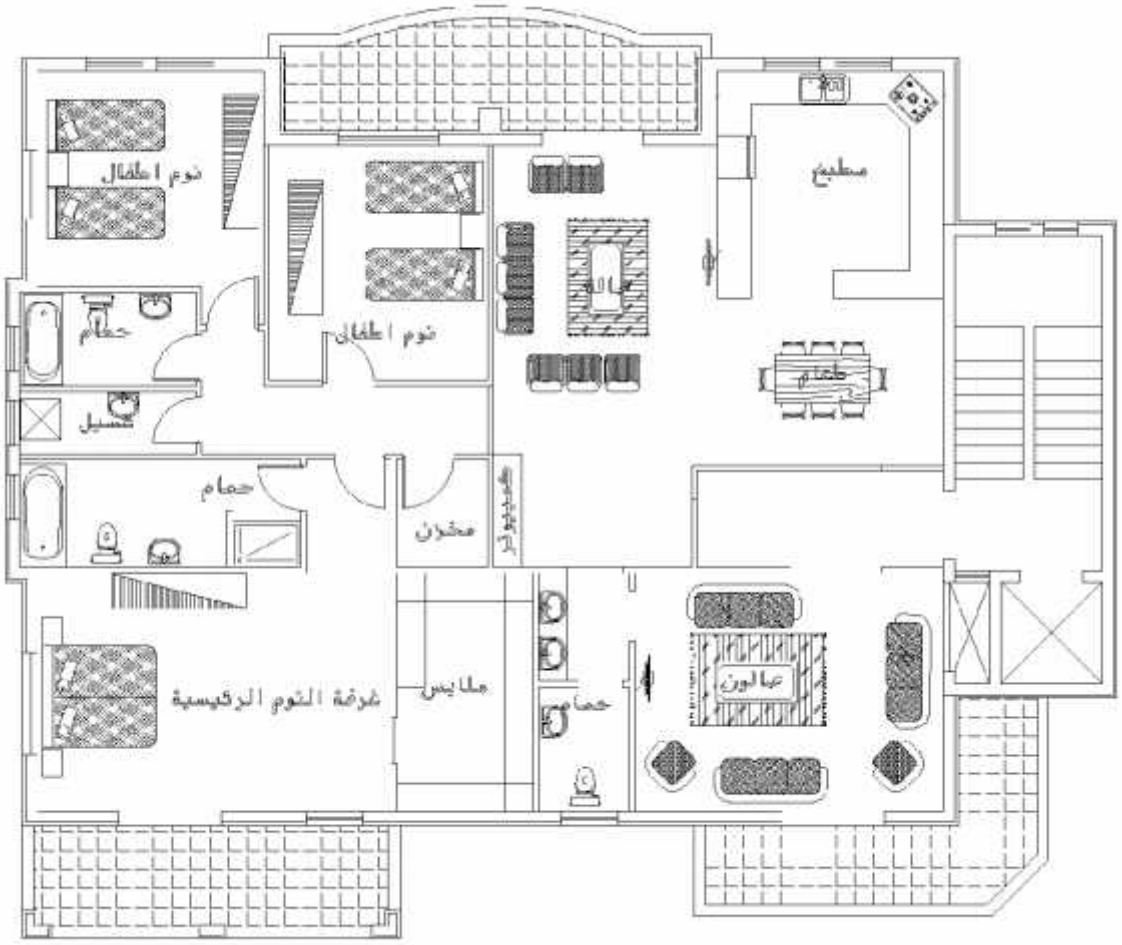


الشكل (٢ - ٤)المسقطالأفقيللطابقالأول.

٢-٤-٤ الطابق الثاني – الطابق السابع :-

(منسوب٦.٧٧م) بمساحة تقدر ٢٧٦م^{٢}.

تتكون الطوابق من الطابق الثاني حتى الطابق السابع من شقة سكنية تتكون من ثلاث غرف نوم بالإضافة إلى مطبخ و صالة و غرفة ضيوف ، الشكل (٢-٤).



الشكل (٢ - ٥)المسقطالأفقيللطابقالثاني

٢-٥ الواجهات :-

٢-٥-١ الواجهة الشرقية :

و يظهر فيها **المدخل** الرئيسي **للمبنى** ، وجمالية توزيع الكتل المعمارية .

الشكل (٢ - ٦)الواجهةالشرقية

٢-٥-٢ الواجهة الغربية:

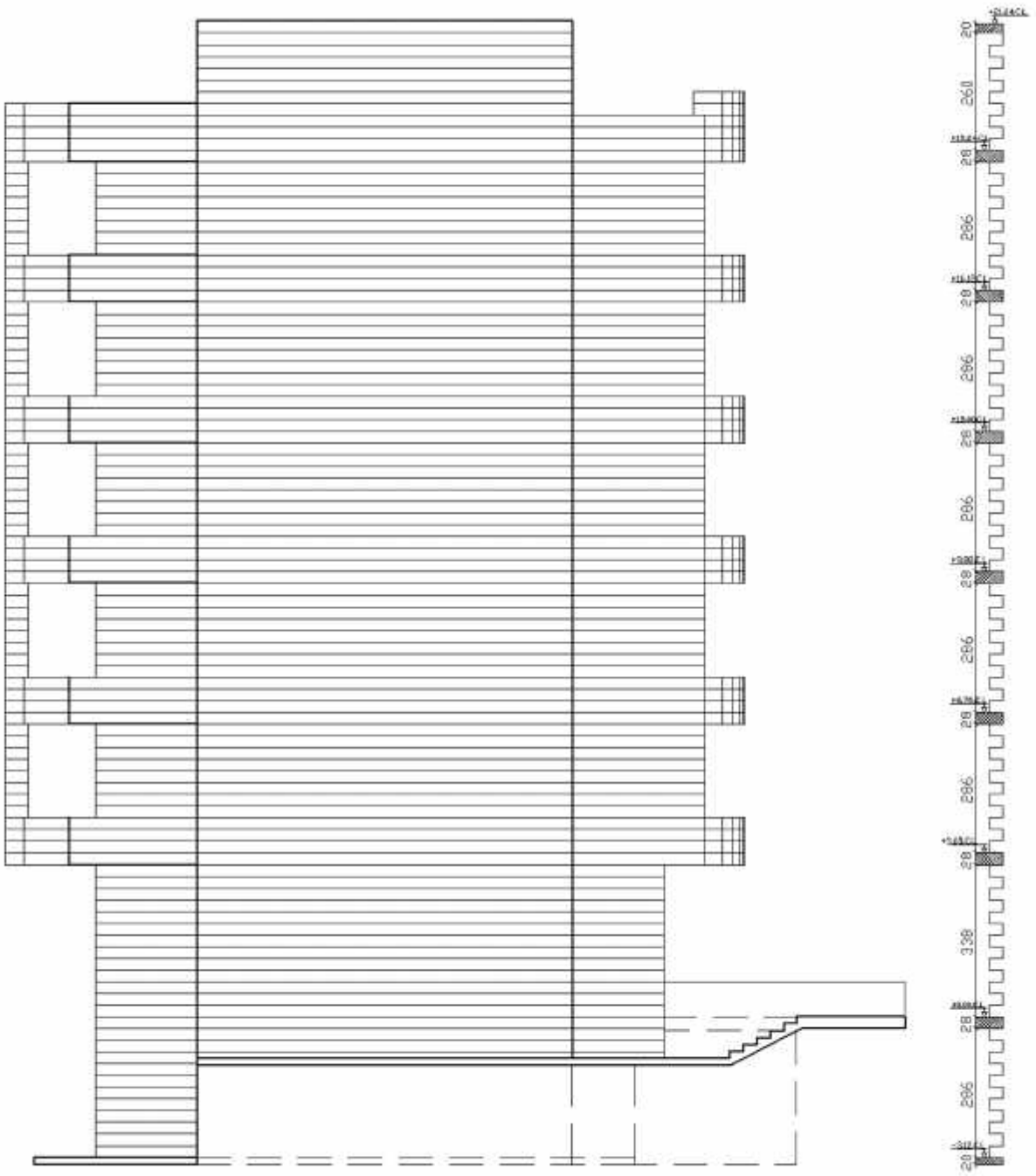
و يظهر فيها مدخلالكراج و تظهر الكتل المعمارية بشكل أوضح.

الشكل (٢ - ٧)الواجهةالغربية

٢-٥-٣ الواجهة الشمالية:

الشكل (٢ - ٨)الواجهةالشمالية.

٢-٥-٤ الواجهة الجنوبية:



الشكل (٢ - ٩)الواجهةالجنوبية.

لقطات ثلاثية الأبعاد :

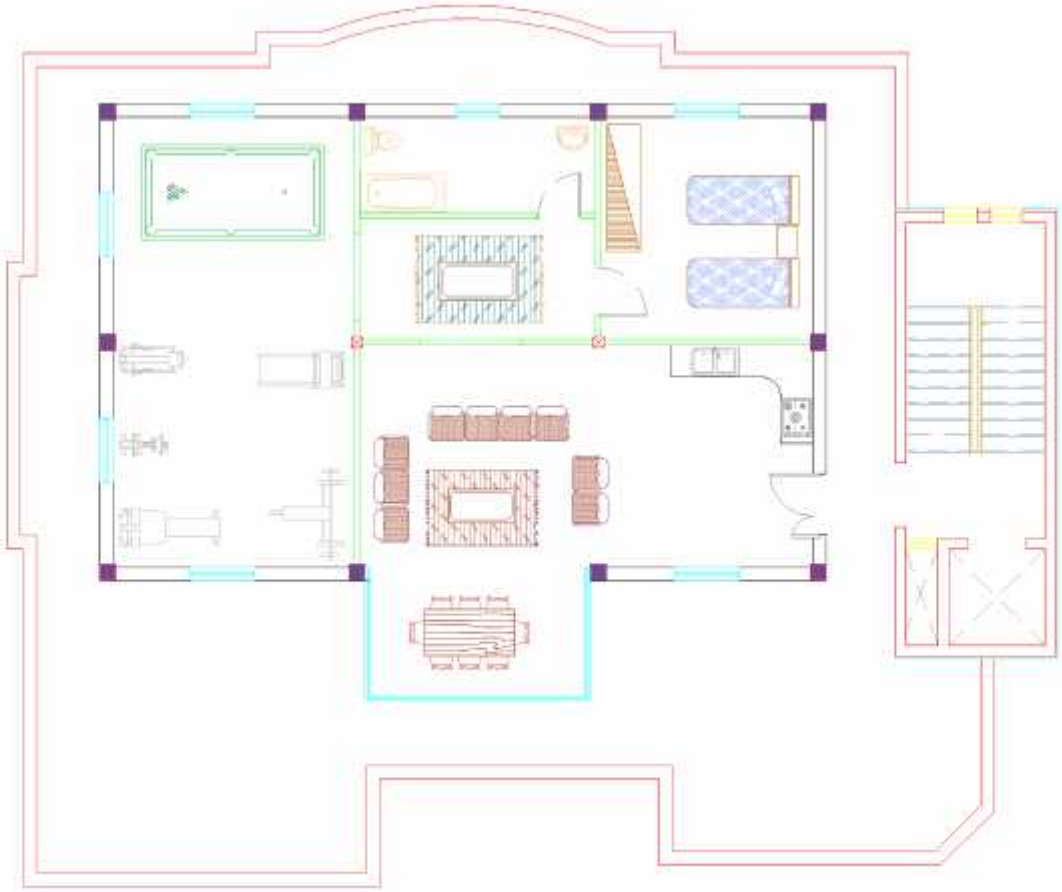
الشكل (٢ - ١٠) لقطة ثلاثية الأبعاد

الشكل (٢ - ١١) لقطة ثلاثية الأبعاد

القسم الثاني :

منشأ خشبي و هو عبارة عن روف سكني يتكون من جسور و أعمدة خشبية بالإضافة الى بعض العناصر الخرسانية

المخطط :

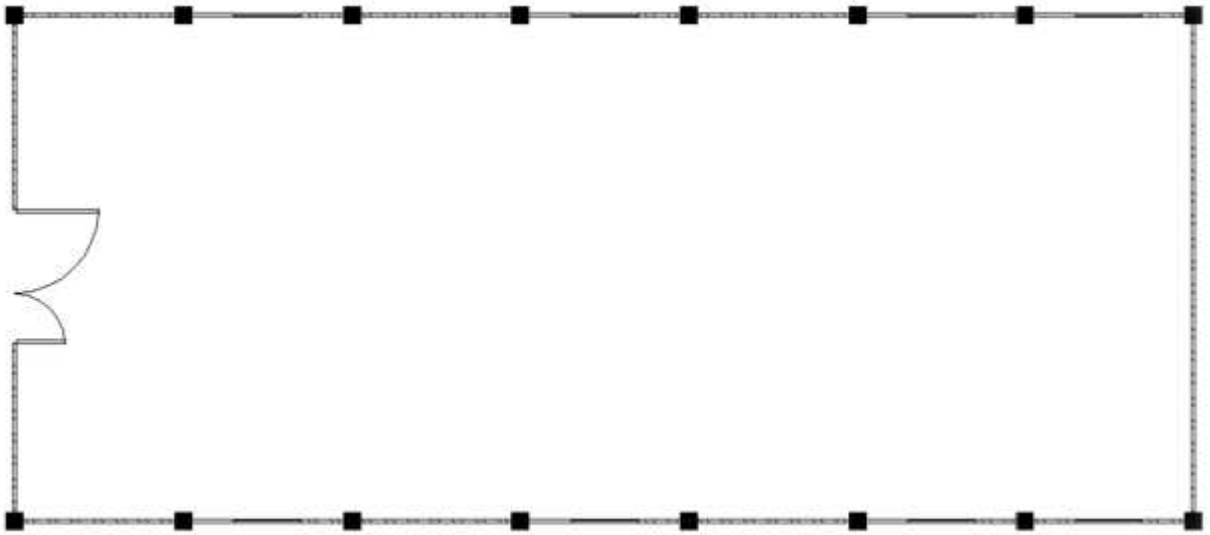


الشكل (٢ - ١٢) مخطط الروف الخشبي

القسم الثالث :

منشأ معدني وهو عبارة عن مخزن متعدد الاستخدامات، بمساحة ٥٧٨ متر مربع و أبعاد (١٥*٣٨.٥)م.

المخطط :



الشكل (٢ - ١٣)مخطط المنشأ المعدني

الشكل (٢ - ١٤)لقطةثلاثيةالأبعادللمنشأالمعدني

٢-٧ وصف الحركة و المداخل :-

تم تصميم المنشأة بحيث تتيح حرية و سهولة التنقل بين أجزاء المبنى و طوابقه من خلال المصعد الكهربائي والدرجو وجود إلRamp في طابق التسوية لتسهل عملية التنقل . و يوفر التصميم انتظام في توزيع الفراغات مما يوفر راحة في التنقل .

٢-٨ المداخل :-

يحتوي المشروع على مدخلين أساسيين:

١. **المدخل الشرقي**: و هو المدخل للشقق السكنية .
٢. **المدخل الغربي** وهو مدخل لمواقف السيارات .

٣

الفصل الثالث

الوصف الإنْشَائِي

٣-١ مقدمة .

٣-٢ الهدف من التصميم الإنشائي .

٣-٣ مراحل التصميم الإنشائي .

٣-٤ الأحمال.

٣-٥ الاختبارات العملية .

٣-٦ العناصر الإنشائية المكونة للمبنى السكني التجاري .

٣-٧ العناصر الانشائية المكونة للروف الخشبي.

٣_٨ العناصر الإنشائية المكونة للمنشأ المعدني.

٣-٩ برامج الحاسوب.

٣-١ مقدمة :-

بعد دراسة المشروع من الناحية المعمارية لابد من الانتقال للجانب الإنشائي لدراسة العناصر الإنشائية ووصفها وصفا دقيقا، حيث يتم دراسة طبيعة الأحمال المسلطة على المبنى وكيفية التعامل معها للخروج بتصميم إنشائي يلبي جميع متطلبات الأمان ويراعي الجانب الاقتصادي للمشروع .

كما يتطلب التصميم الإنشائي اختيار العناصر الإنشائية المناسبة للمشروع المراد إنشاؤه ومراعاة قابلية تنفيذها على أرض الواقع بحيث يكون المبنى آمن، ونحافظ على التصاميم المعمارية.

٣-٢ الهدف من التصميم الإنشائي:-

التصميم الإنشائي عملية متكاملة تعتمد على بعضها البعض حيث تلبي مجموعة من الأهداف والعواملالتي من شأنها الخروج بمنشأ يحقق الهدف المرجو منه، وهذه الأهداف هي على النحو التالي:-

١- الأمان(Safety) : حيث يكون المبنى آمن في جميع الأحوال ومقاوم للتغيرات الطبيعية المختلفة.

٢- والتكلفة الاقتصادية(Economical): وهي تحقيق أكبر قدر من الأمان للمنشأ بأقل تكلفة اقتصادية.

٣- ضمان كفاءة الاستخدام (Serviceability): تجنب أي خلل في المنشأ كوجود بعض التشققات وبعض أنواع الهبوط التي من شأنها أن تضايق مستخدمي المبنى.

٤- الحفاظ على التصميم المعماري للمنشأ.

٣-٣ مراحل التصميم الإنشائي:-

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:

١. المرحلة الاولى :-

وهي الدراسة الأولية للمشروع من حيث طبيعة المشروع وحجمه، بالإضافة لفهم المشروع من جميع جوانبه المختلفة ، وتحديد مواد البناء التي سوف يتم اعتمادها للمشروع، ثم عمل التحاليل الإنشائية الأساسية لهذا النظام ، والأبعاد الأولية المتوقعة منه.

٢. المرحلة الثانية:

تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ ، بشكل مفصل ودقيق وفقاً للنظام الإنشائي الذي تمّ اختياره وعمل التفاصيل الإنشائية اللازمة له من حيث رسم المساقط الأفقية والقطاعات الرأسية وتفاصيل تفريد حديد التسليح.

٣-٤ الأحمال :-

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

٣-٤-١ الأحمال الميتة :-

هي الأحمال الناتجة عن الوزن الذاتي للعناصر الرئيسة التي يتكون منها المنشأ، بصورة دائمة وثابتة، من حيث المقدار والموقع ، بالإضافة لأجزاء إضافية كالقواطع الداخلية باختلافها وأي أعمال ميكانيكية أو إضافات تنفذ بشكل دائم وثابت في المبنى، ويمكن حسابها من خلال تحديد أبعاد العنصر الإنشائي، وكثافات المواد المكونة له ، والجدول (٣-١) يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع .

NO.	Materials	Density
1	Tiles	22 KN/m^3
2	Sand	16 KN/m^3
3	R.C	25 KN/m^3
4	Plaster	22 KN/m^3
5	Mortar	22 KN/m^3
6	Softwood	4-6 KN/m^3
7	Brick	11 KN/m^3
8	Partitions	1.5 KN/m^2
9	Mild Steel	78.5 KN/m^3
10	Glass	25 KN/m^3
11	Heat Insulation	1 KN/m^3
12	Roof Tiles	0.55 KN/m^2
13	Backfill	18 KN/m^3

جدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة .

٣-٤-٢ الأحمال الحية:-

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع بصورة مستمرة كالأشخاص، الأثاث، الاجهزة ، والمعدات ، وتعتمد قيمة هذه الأحمال على طبيعة الاستخدام للمنشأ و يؤخذ عادة مقدارها من جداول خاصة في الكودات المختلفة، والجدول (٣-٢) يبين الأحمال الحية في المشروع والمحددة بالرجوع إلى الكود الأردني.

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	المباني السكنية	2
2	الأدراج	3
٣	مباني التخزين	5
٤	مواقف السيارات	5

جدول(٣- ٢) الأحمال الحية للمبنى

٣-٤-٣ الأحمال البيئية:

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

٣-٤-٣-١ أحمال الرياح :

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى،ولتحديد احمال الرياح تم الاعتماد على سرعة الرياح القصوىالتي تتغير بتغير ارتفاع **المنشأ عن سطح الأرض**وموقعه من حيث احاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض والعديد من المتغيرات الاخرى .

وسيتم اعتماد الكود **الألماني** (DIN 1055-5)للحصول على قيم قوى الرياح الافقية ، وهذا يظهر جليا في المعادلة التالية ، **وباستخدام الجدول رقم** (٣-٣) الموضح فيما يلي :-

Height Above the surface(m)	0 to 8	>8 to 20	>20 to 100	>100
Wind Speed (m/sec)	28.3	35.8	42	**45.6**
Wind velocity Pressure (KN/ m^2)	**0.50**	**0.80**	**1.1**	**1.30**

جدول (٣ – ٣) سرعة وضغط الرياح اعتمادا على الكود الالماني DIN 1055-5

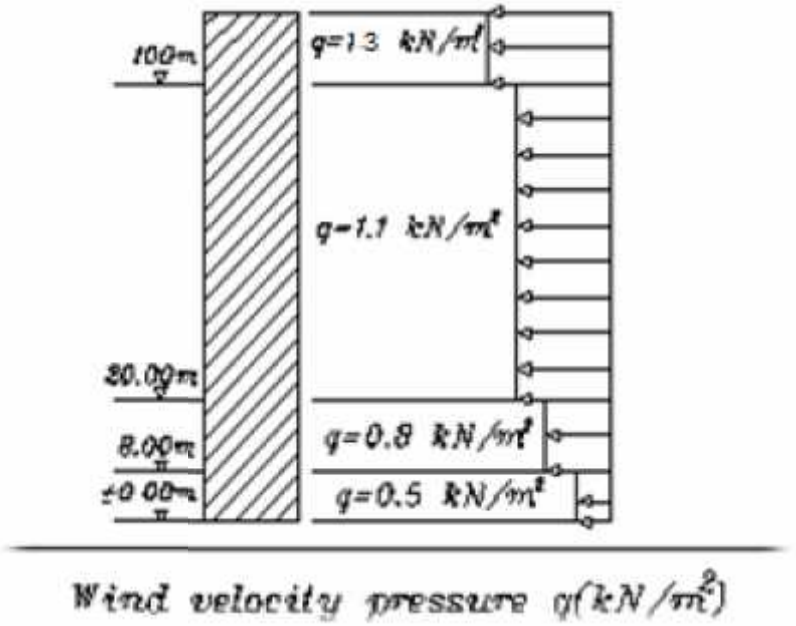
$q = v^2 / 1600$

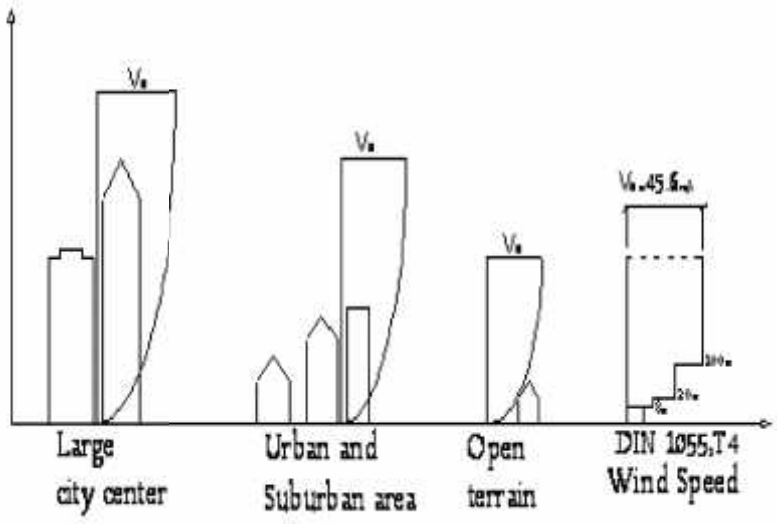
حيث أن :

q: (wind velocity pressure) الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح **الأرض** المحيطة (KN/ m^2).

V : السرعة التصميمية للرياح (m/sec) .

ويبين الشكل (٣-١) تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به .





الشكل (٣) تأثير احمال الرياح على المباني1 -

٣-٤-٣-٢ أحمال الثلوج:

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

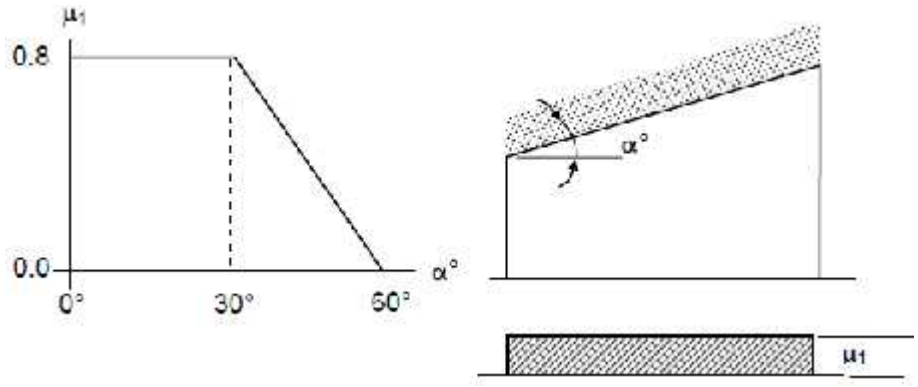
و الجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر مأخوذا من كود البناء الأردني.

علو المنشأ عن سطح البحر (H) (بالمتر)	أحمال الثلوج (KN /M²)
h < 250	0
500 > h > 250	(h-250) /1000
1500 > h > 500	(h-400) / 320

جدول (٣ – ٤) احمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر .

زاوية ميل السقف α°	0° ≤α° ≤ 30	30° <α° < 60°	60° ≤α°
معاملالشكل μ1			μ1 = 0

جدول (٣ – ٥) معاملاتالشكللحملالثلجللسقوفالمنبسطةوأحاديةالميل .



الشكل (٣- ١) معاملاتالشكللحملالثلجللسقوفالمنبسطةوأحاديةالميل

الشكل (٣-٢).

استناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر، و الذي يساوي (٩٢٠م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالأتي:

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

$$s_L = \frac{920 - 400}{320}$$

$$s_L = 1.625(KN/m^2)$$

$$s_L = 0.8 * 1.625$$

$$s_L = 1.3(KN/m^2)$$

٣-٣-٤-٣ أحمال الزلازل:

تنتج الزلازل عن اهتزازات أفقية ورأسية ،بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض الصخرية،فتنتج عنها قوى قص تؤثر على المنشأ، ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار عند التصميم وذلك لضمان مقاومة المبنى للزلازل في حال حدثت وبالتالي التقليل من الأضرار المحتملة نتيجة حدوث الزلزال.

وسيتم مقاومتها في هذا المشروع عن طريق جدران القص الموزعة في المبنى بناءً على الحسابات الإنشائية لها. الذي سنستخدم من أجله، لتجنب الآثار الناتجة عن الزلازل مثل :

- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection)

و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المظر المعماري المطلوب.

- الشكل والنواحي الجمالية للمنشأ.

٣-٥ 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.

٣-٦ العناصر الإنشائية الخرسانية :

تتكون المباني عادةً من مجموعة عناصر إنشائية تتقاطع مع بعضها لتقاوم الأحمال الواقعة على البناء، وتشمل: العقدات، والجسور، والأعمدة، وجدران القص، والأدراج، والأسلسات. و يحتوي المشروع العناصر التالية :

٣-٦-١ العقدات:

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

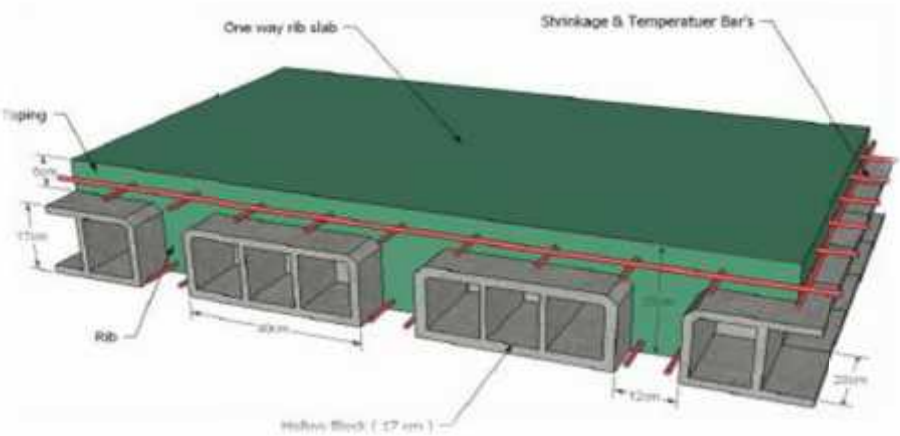
١. عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).

٢. العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد(one way solid slab).

٣. Flat Slab

٣-٦-١-١ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab)

إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها **العصب**، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (٣-٣)

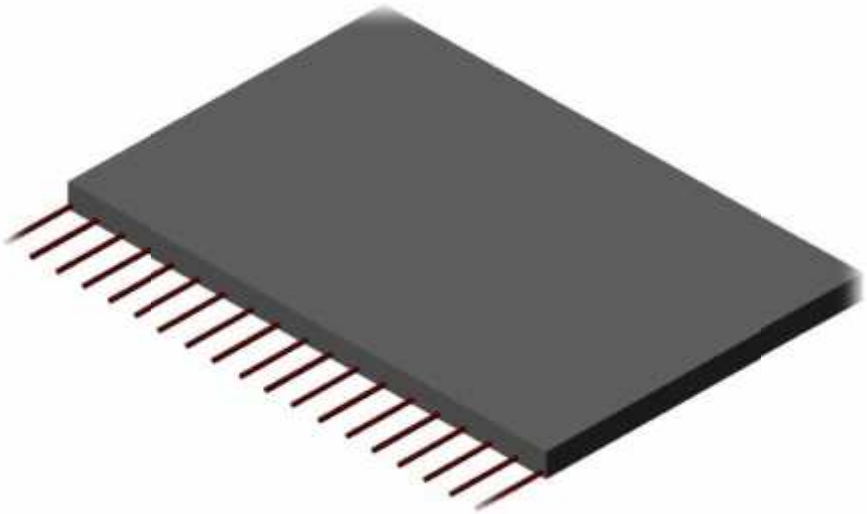


٣-٦- **الشكل (٣- ٢) عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد**

١-٢العقدات المصمتة ذات

الاتجاه الواحد (One way solid slab):

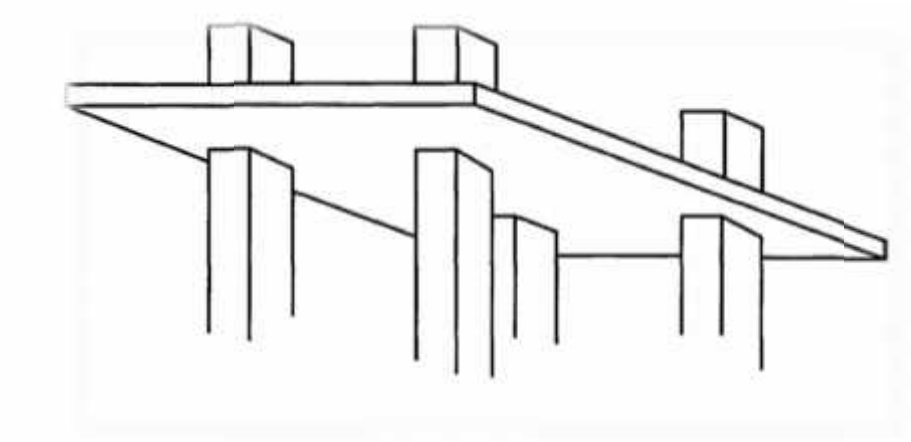
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، كما في الشكل (٣-٤):-



الشكل (٣- ٣)العقداتالمصمتةذاتالاتجاهالواحد

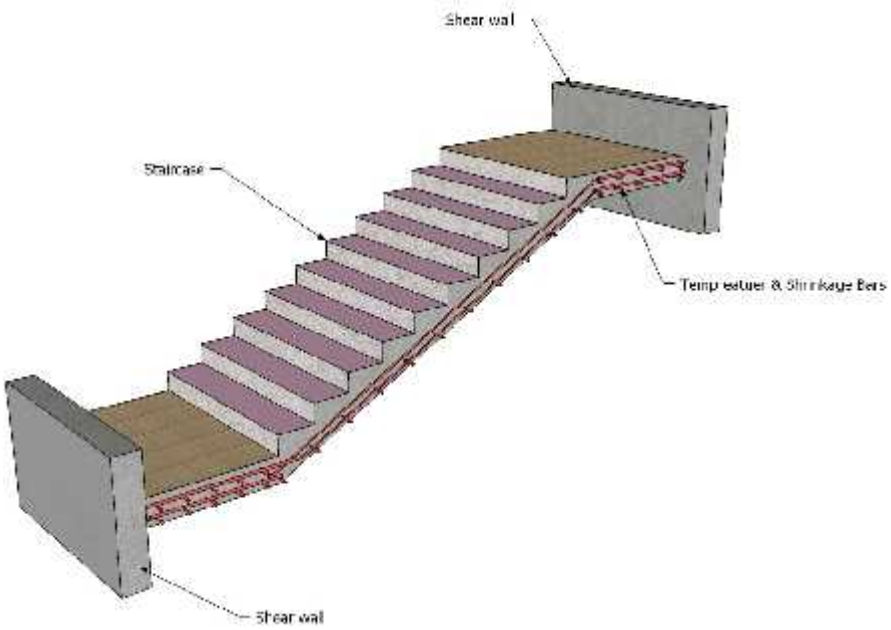
٣-٦-١-٣ Flat Slab:

تستخدم في المناطق التي تعاني من عدم انتظام في توزيع الاعمدة كما في الشكل (٣-٥):-



٣-٦-٢ الأدراج:

الأدراج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من طوابق المبنى ، الشكل (٣-٦).



4

٣-٦-٣ الجسور:-

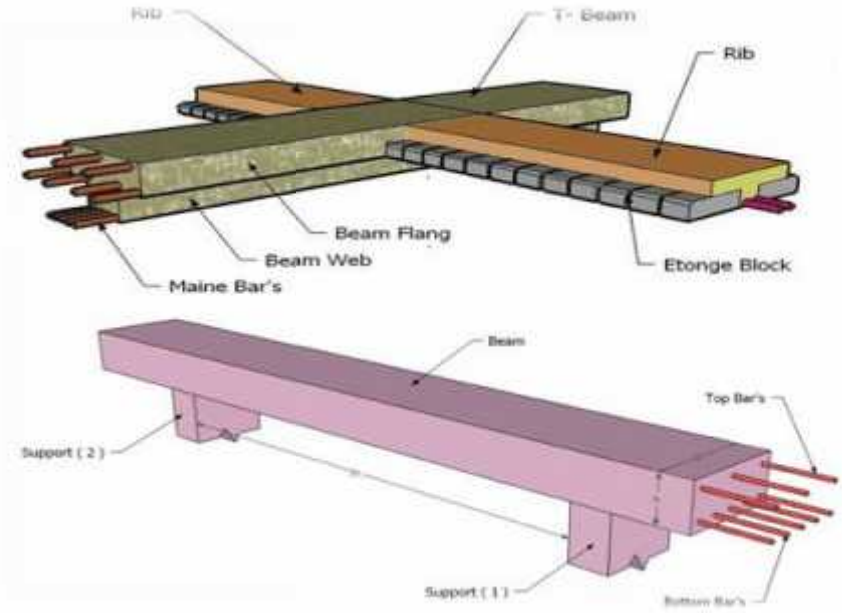
وهي عناصر أساسية في المبنى تقوم بنقل الأحمال الواقعة على الأعصاب إلى الأعمدة، حيث تقسم إلى:

١- جسور(Rectangular)

٢- وجسور (T-section) .

٣- جسور (L-section).

والشكل (٣-٧) يبين ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر، وبالكانات لمقاومة قوى القص أنواع الجسور التي استخدمت في المشروع.



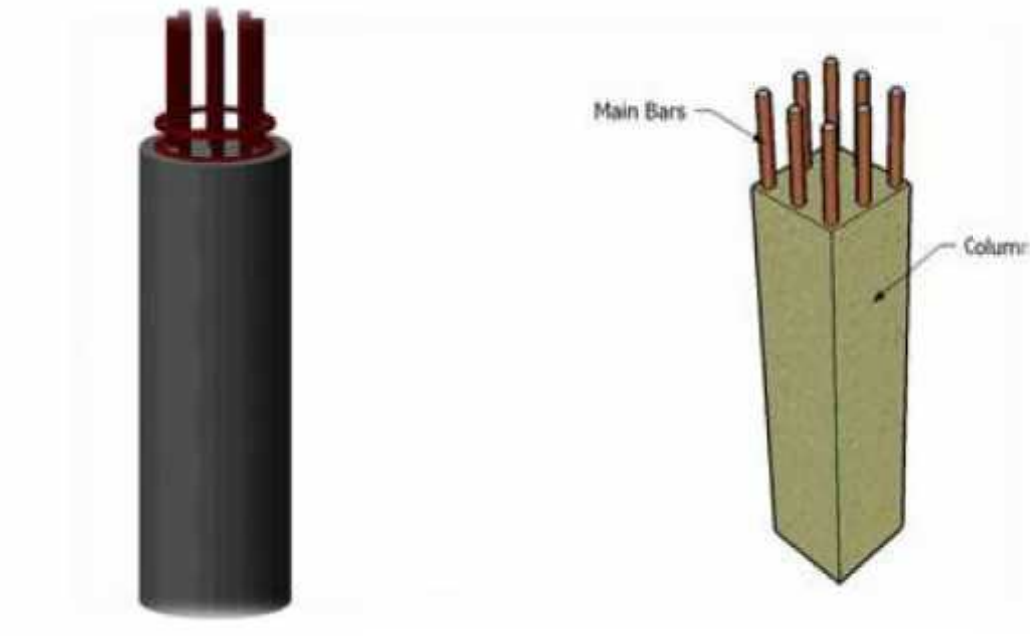
٣-٦-٤ الأعمدة:

هي عنصر أساسي ورئيسي في المنشأ ، حيث تنتقل الأحمال من العقدة إلى الجسور ، وتنقلها الجسور بدورها إلى الأعمدة ، ثم إلى أساسات المبنى، لذلك فهي عنصر وسطي وأساسي، فيجب تصميمها بحرص لتكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها،والأعمدة نوعين من حيث التعامل معها في التصميم الإنشائي:

١- الأعمدة القصيرة (short column).

٢- الأعمدة الطويلة (long column).

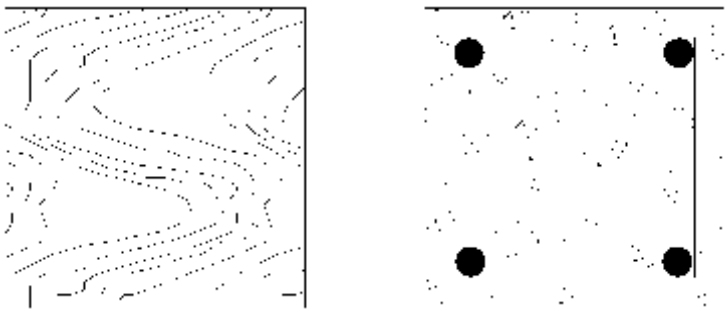
أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي فهي تقسم الى ثلاثة انواع :هي المستطيلة والدائرية والمربعة كما في الشكل (٣-٨).



الشكل (٣ – ٨) : - أنواع الأعمدة .

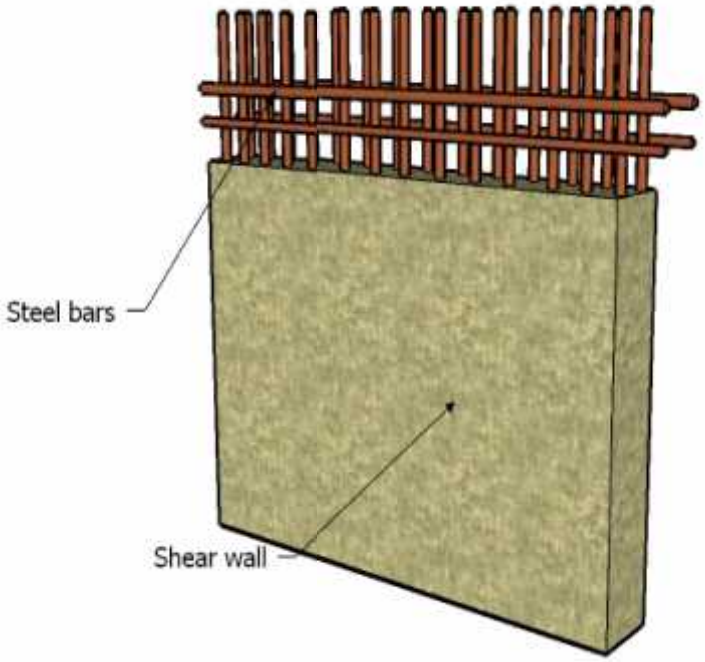
اما من حيث المادة المكونة للعمود فقد تم استخدام نوعين من الأعمدة :

١. الأعمدة الخرسانية : و تم استخدامها في كثير من الاماكن
٢. الأعمدة الخشبية : و تم استخدامها في الروف الخشبي .



٣-٦-٥ جدران القص:

هي الجدران التي تحيط بيت الدرج، وجدران المصاعد، وأحيانا في بعض المناطق في المبنى حسب ما تقتضي الحاجة ، ووظيفة جدران القص مقاومة قوى القص الأفقية التي قد يتعرض لها المنشأ نتيجة لأحمال الزلازل والرياح إضافة إلى كونها جدران حاملة، ويراعى توفرها في اتجاهين متعامدين في المبنى لتوفير ثبات كامل للمبنى والشكل التالي يبين جدار قص مسلح الشكل (٣-٩).



الشكل (٣-٩) جدار قص .

٣-٦-٦ الأساسات:

الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى، حيث تقوم الأساسات بنقل الأحمال من الأعمدة والجدران الحاملة إلى التربة على شكل قوة ضغط، وهي على عدة أنواع كما يلي:-

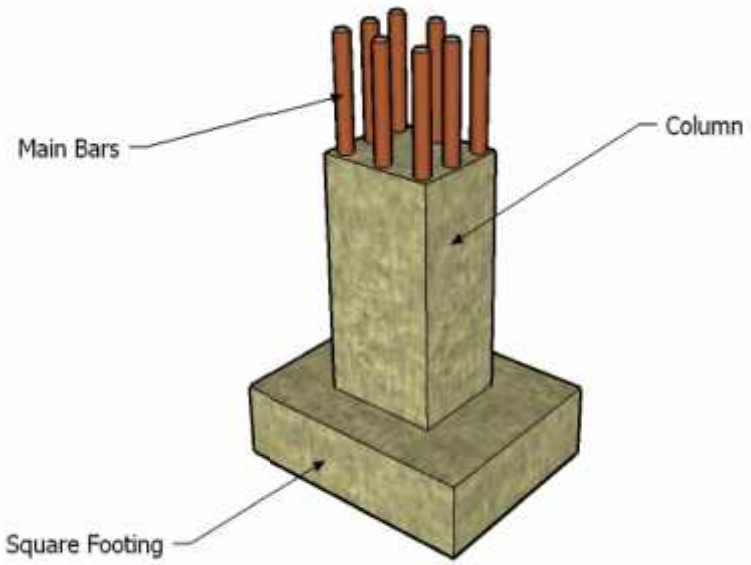
١- أساسات مفصلة (Isolated Footing)

٢- أساسات مزدوجة (Compound Footing)

٣- أساسات شريطية(Strip Footing)

٤- أساسات الحصيرة (Mat Foundation)

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



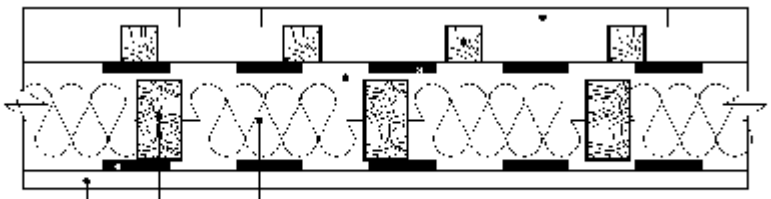
الشكل (٣ – ١٠) أساس مفرد .

٣-٧ العناصر الإنشائية الخشبية:

الروف : هو عبارة عن سطح خشبي يميل بزاوية ١٥ درجة حيث يتكون من عدة طبقات ، اذ يكون هناك جسور خشبية يتم اسنادها على الجسور الخرسانية للطابق الأخير يعلوها طبقة عازل يتم تركيب قطع خشبية بشكل طولي مع ترك مسافة بين كل قطعة و الأخرى عليها .

Type of loading	Coniferous Wood Class II		Laminated timber
Bending $\pm_B$	10	11(for interior support)	**14**
Tension $\pm_{\parallel}$ //	7		**10.5**
Tension $\pm_{\perp}$ ⊥	0.05		
Compression $\pm_{c\parallel}$ //	8.5		**11**
Compression $\pm_{c\perp}$ ⊥	2		**2.5**
Shear[2] $_{shear}$	0.9	1.2(for section, which they are in distance ≥ 1.5m from the face of the beam)	**21**

جدول (٣ – ٦) Allowable stress for softwood in ($N/mm^{2)}$.



Timber Boarding

Water Proof Foil

Timber Beam (Rafter)

Heat insulation

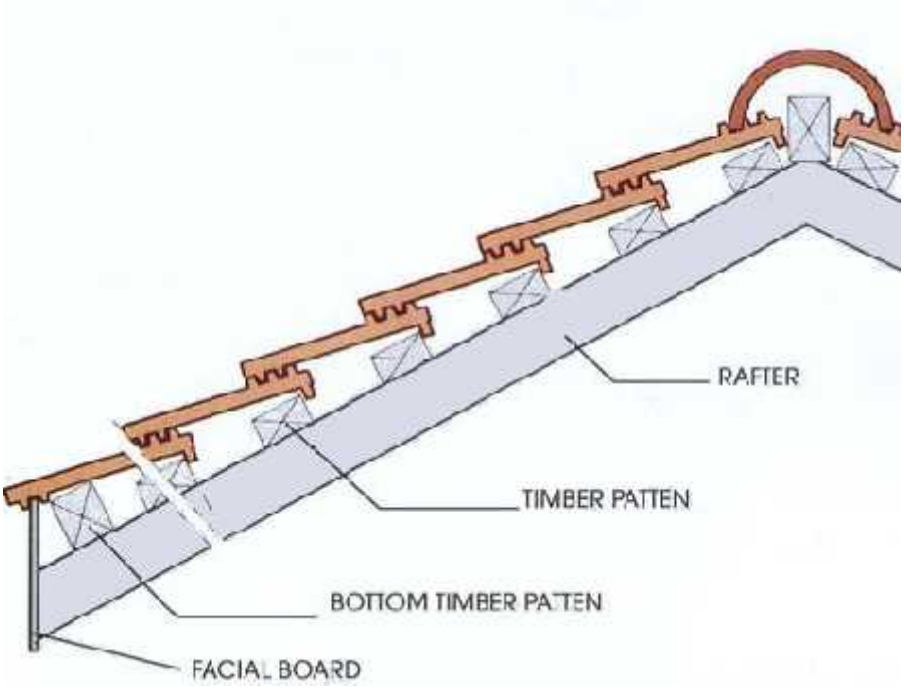
Tile roofing

Batten Timber

Water proof memberane

Timber Boarding

الشكل (٣ –١١) مقطع عزل للسطح .

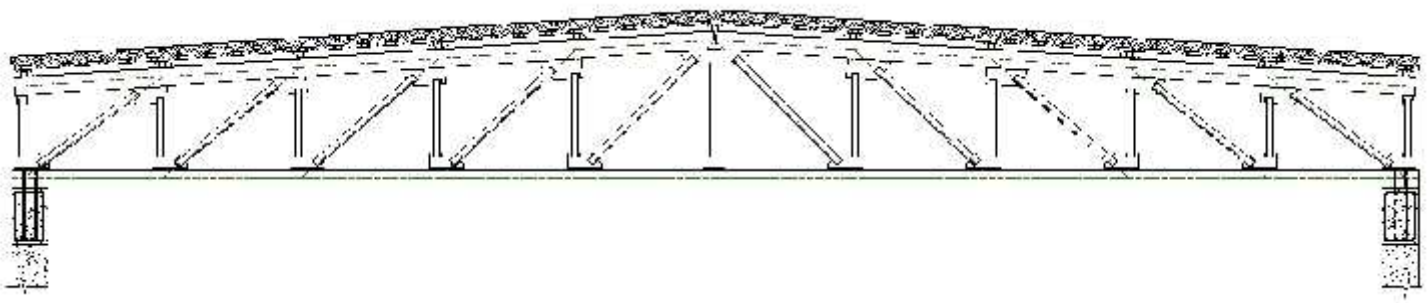


الشكل (٣ –١٢) Laying a ridge tile on plain roof .

٣-٨العناصر الإنشائية المعدنية :

٣-٨-١Steel truss :

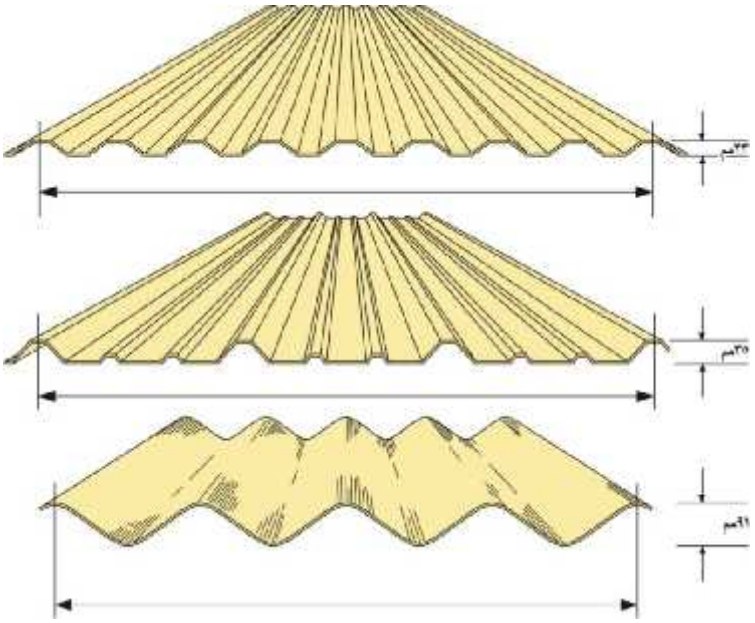
(steel trusses) : هو عنصر انشائي يتألف من مجموعة من الوحدات المثلثية المترابطة فيما بينها، بحيث يتم تركيب أجزاء الـ(Truss) باللحام و يتميز بخفة وزنه و فضاءاته الكبيرة ،وتم استخدام Trusses يبلغ فضاء الواحد منها ١٥ متر .



الشكل (٣-١٣) : steel truss

٣-٨-٢ طبقة التغطية :

تتكون من صفائح فولاذية مطلية بطبقات مقاومة للصدأ حيثتغطى الصفائح الفولاذية بطبقة من التوتياء (غلفنة) تليها طبقة دهان أساس ومن ثم طبقة دهان للوجه الخارجي لتعطي اللون المناسب .

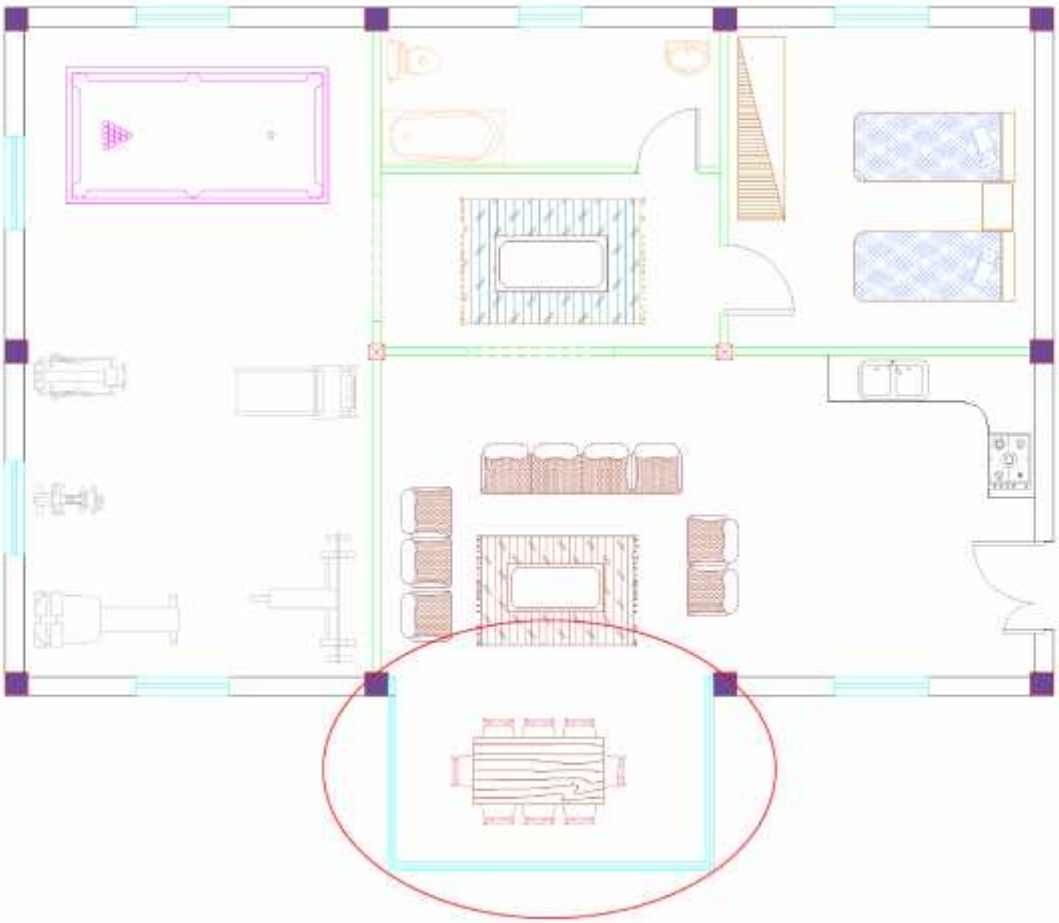


الشكل (٣-١٤) : أشكال مختلفة من صفائح التغطية

٣-٩الزجاج :

لا يوجد هناك مواصفات محددة للزجاج لكن يوصى باستخدام الزجاج المزدوج لمعالجة كسر الزجاج ان حصل . حيث انه في حال حصل كسر في الطبقة السطحية فان على الطبقة السفلية ان تكون قادر على حمل الزجاج دون ان يحصل لها كسر الى ان يتم ازالة الزجاج المكسور و استبداله بزجاج آخر ، و ان يحد من الضوضاء و تأثير الأشعة فوق البنفسجية.

يتمثل استخدام الزجاج في هذا المشروع في الغربية للروف الخشبي .



الشكل (٣-١٥) : مخطط الزجاج.

٣-٩ برامج الحاسوب التي تم استخدامها:

١. AutoCAD (2007+2015) for Drawings Structural and Architectural.

٢. Microsoft Office (2010) For Text Edition.

٣. Excel

٤. Atir 11.5

٥. Sap200

٦. Staadpro V8i

٧. Safe 12

٨. Etabs 2015

٩. Prokon

١٠. Google SketchUP 2015

5

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

٥-١ مقدمة.

٥-٢ النتائج.

٥-٣ التوصيات.

٥-١ المقدمة:

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد الى الكثير من الامور، بعد دراسة جميع المتطلبات تم اعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة للمبنى المقترح بناءه في مدينة دورا.

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

٥-٢ 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 الاعتبار.

4. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي $400KN/m^2$.

5. لقد تم استخدام نظام عقدات (One-Way Ribbed Slab) في كثير من العقدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ ، ، كما تم استخدام نظام العقدات المصمتة (Solid Slab) في عقدة التسوية، نظراً لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.

6. برامج الحاسوب المستخدمة:

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

(a) AUTOCAD 2007 : 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 الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع ، واعداد الجداول المرافقة للتصميم

d) Google SketchUp : تم استخدام هذا البرنامج لعمل عرض فيديو لمراحل البناء .

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.

٥-٣ 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 إختيار مواد البناء مع تحديد النظام **الإنشائي للمبنى**. ولابد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحمل تربة الموقع، من خلال تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق الهندسي المعماري. ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة، بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في كافة أنحاء المبنى؛ ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.

Table Of contents

4.1 Introduction: XVI

4.2 Design method and requirements: XVI

4.2 Design Of wood beams..... XVIII

(4.2.1) Pos./BW1/: Rafter in Roof. XVIII

(4.2.2)Pos./BW5/: Rafter in Roof XXV

(4.2.3) Pos./CW1/: Timber Column in Roof. XXVIII

4.3 Design of glass XXXI

(4.3.1)Pos . Glass ($\mathscr{G}1$). XXXI

4.4 Design Of Concrete members XXXV

(4.4.1) Check of Minimum Thickness of concrete Structural Members. XXXV

(4.4.2) Topping..... XXXVI

(4.4.3) Pos./R1/: Design of one way Rib slab. XXXVIII

(4.4.4) Pos./B5/: Design of Beam. XLIV

(4.4.5) Pos./C5/: Design of Column. LIII

(4.4.6) Pos./ST/: Design of Stairs..... LVI

(4.4.7) Pos./SW9/: Design of Shear wall. LXVI

(4.4.8) Pos./F3/: Design of Isolated footing. LXX

4.5 Design Of Steel Truss.....LXXVI

(4.5.1) Pos./TS/: Design Steel Truss..... LXXVI

(4.5.2) Pos./CS/: Design of Steel Truss Column. LXXXVI

(4.5.3) Pos./F/: Design of Foundation.....LXXXIX

Table of Figures

(Figure 4- 1: Rafter 1 Section) _____ *XVIII*
(Figure 4- 2: Statically System of Rafter 1) _____ *XX*
(Figure 4- 3: Rafter 1 Shear & Momment Diagram) _____ *XXI*
(Figure 4- 4: Deflection of Rafter 1) _____ *XXIII*
(Figure 4- 5 Rafter 2 Section) _____ *XXV*
(Figure 4- 6: Rafter 2 Statically System) _____ *XXV*
(Figure 4- 7: Rafter 2 Shear & Momment Diagram) _____ *XXVI*
(Figure 4- 8: Rafter 2 Deflection) _____ *XXVII*
(Figure 4- 9: Timber Column System & Section) _____ *XXIX*
(Figure 4- 10: Glass Section) _____ *XXXI*
(Figure 4- 11: Glass System) _____ *XXXII*
(Figure 4- 12: Topping load) _____ *XXXVI*
(Figure 4- 13:One Way Rib slab (R 1)) _____ *XXXVIII*
(Figure 4- 14: loads of rib and its statically system (R 1)) _____ *XXXIX*
(Figure 4- 15:Shear & Moment Envelope Diagram (R 1)) _____ *XL*
(Figure 4- 16: System & loads of B5) _____ *XLV*
(Figure 4- 17: possition of B5) _____ *XLVI*
(Figure 4- 18:Shear Moment Envelope Diagram of B5) _____ *XLVII*
(Figure 4- 19:Stair (ST)) _____ *LVI*
(Figure 4- 20:Structural System Of Flight (FL1)) _____ *LVIII*
(Figure 4- 21:Envelope diagram for Flight) _____ *LIX*
(Figure 4- 22:Structural System Of Landing (L1A)) _____ *LXII*
(Figure 4- 23: Landing Moment) _____ *LXIII*
(Figure 4- 24:Moment and shear diagram) _____ *LXVI*
(Figure 4- 25:Cross section of sheet metal) _____ *LXXVI*
(Figure 4- 26:Statically system for purlins) _____ *LXXVIII*
(Figure 4- 27:Moment envelope for purlins) _____ *LXXIX*
(Figure 4- 28:Shear envelop for purlins) _____ *LXXIX*
(Figure 4- 29:Truss system) _____ *LXXX*
(Figure 4- 30:) weld between vertical member and gusset plate) _____ *LXXXIII*
(Figure 4- 31:weld between diagonal member and gusset plate) _____ *LXXXIV*
(Figure 4- 32:weld between gust plate and bottom member) _____ *LXXXV*
(Figure 4- 33: Steel truss Column System) _____ *LXXXVII*
(Figure 4- 34:Etabs Model) _____ *LXXXVII*
(Figure 4- 35:Steel Truss Column Design) _____ *LXXXVIII*
(Figure 4- 36:Steel foundation) _____ *XC*

Tables

Table 1:MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED. (ACI 318M-11)) _____ *XXXV*
Table 2:Dead load calculation Topping _____ *XXXVI*
Table 3:Dead load calculations of Rib1 _____ *XXXIX*
Table 4: Dead Load calculations of Landing _____ *LVII*
Table 5:sheet metal for 2&3spanes _____ *LXXVII*
Table6:Vertical member forces _____ *LXXX*
Table7:diagonal member forces _____ *LXXX*
Table8:Top member forces _____ *LXXXI*
Table9:bottom member forces _____ *LXXXI*

Chapter 4

Structural Analysis And Design

4.1 Introduction.

4.2 Design Of wood beams

(4.2.1) Pos./BW1/: Rafter in Roof.

(4.2.2) Pos./BW2/: Rafter in Roof.

(4.2.3) Pos./CW1/: Timber Column in Roof.

4.3 Design Of Glass

(4.3.1) Pos./G1/: Design Of Glass.

4.4 Design Of Concrete members

(4.4.1) Check of Minimum Thickness of concrete Structural Members.

(4.4.2) Topping.

(4.4.3) Pos./R1/: Design of one way Rib slab.

(4.4.4) Pos./B5/: Design of Beam.

(4.4.5) Pos./C5/: Design of Column.

(4.4.6) Pos./ST/: Design of Stairs.

(4.4.7) Pos./SW9/: Design of Shear wall.

(4.4.8) Pos./F3/: Design of Isolated footing.

4.5 Design Of Steel Truss

(4.5.1) Pos./TS/: Design of Steel Truss.

(4.5.2) Pos./CS/: Design of Steel Truss Column.

(4.5.3) Pos./F/: Design of Foundation.

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/m^3.
- Normal weight concrete with unit weight from about 1800 to 2400 kg/m^3.
- Heavyweight concrete with unit weight from about 3200 to 5600 kg/m^3.

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)** , and German Code (DIN).

- ✓ **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)}

Mild steel : A-36

Connection Type : Weld ,

- ✓ **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.**

$W_u = 1.4\ D_L$ **ACI-code-318-08.**

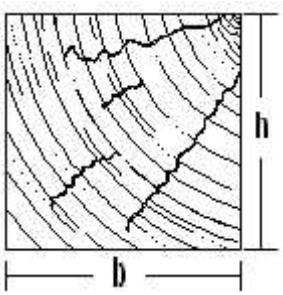
4.2 Design Of wood beams

(4.2.1) Pos./BW1/: Rafter in Roof.

(4.2.1.1) **Material** : Coniferous wood class II .

*(4.2.1.2)***Section** : selected b/h = 8/20 cm .

Distance between the rafters is ≤ 60 cm .



(Figure 4- 1: Rafter 1 Section)

*(4.2.1.3)***Loading :**

1. Dead Load:

Self weight of the Timber Beam . 6 kN/m^3 * 0.08 m * 0.20 m = 0.096 kN/m

Roof tiles 0.55 kN/m^2 * 0.60 m = 0.33 kN/m

Ceiling and Boarding 0.20 kN/m^2 * 0.60 m = 0.12 kN/m

Heat insulation 1 kN/m^3 * 0. 20 m * 0.60 m = 0.12 kN/m

Dead Load $_{Total}$ = 0.666 kN/m

2. Live Load:

* Snow Load (S_o):

According to the Jordan code h = 920

SL= (h – 400) / 320

=(920 – 400) / 320

= 1.625 kN/m^2

= 1.625 * 0.8 kN/m^2

= 1.3 kN/m^2 * 0.6 m

= 0.78 kN/m

***** Wind Load (W):

According to the German code (DIN 1500-T4)

20 < h < 100 m so q = 0.1.1 kN/m^2

~ = 15^o so C_P = - 0.6

W = C_P * q

W = - 0.6 * 1.1

= - 0.66 kN/m^2

= - 0.66 kN/m^2 * 0.6 m

= - 0.396 kN/m

(wind load acts suitable of the system)

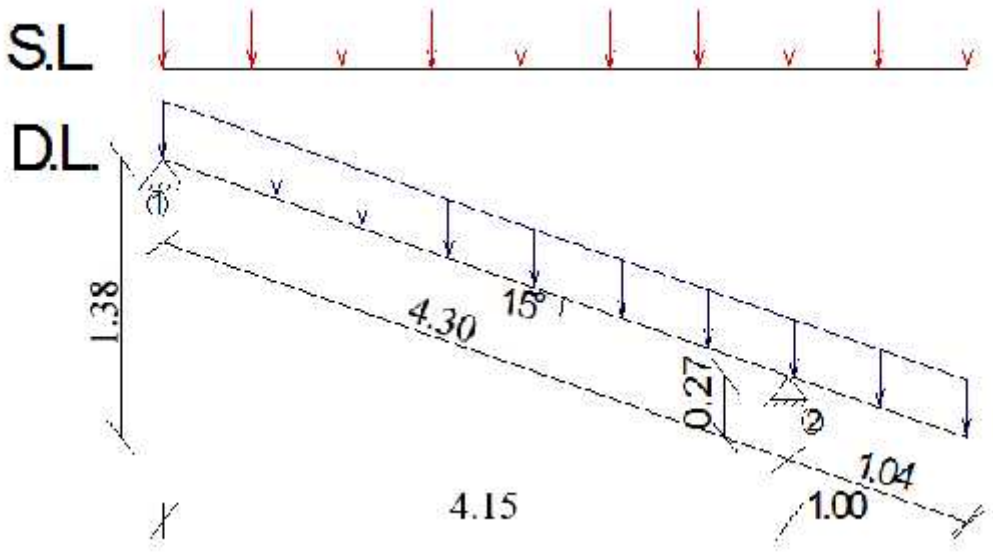
This mean that effect of the wind load on the roof is tension or in the opposite direction of the dead load , so we will check if the dead load > wind load or not .

Dead Load $_{Total}$ = 0.666 kN/m

Wind Load = 0.396 kN/m

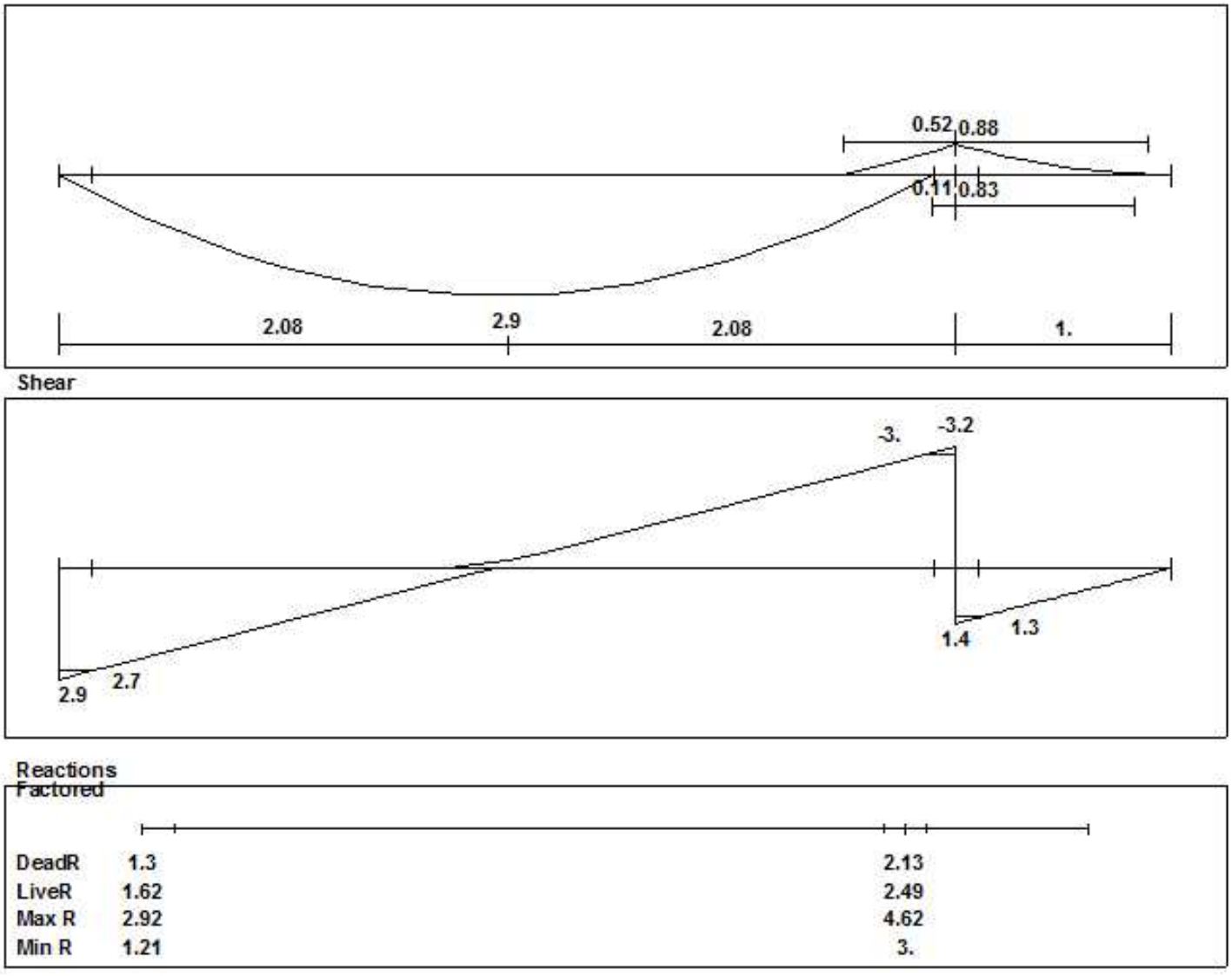
Wind Load will be not used .

(4.2.1.4) **System :**



(Figure 4- 2: Statically System of Rafter 1)

(4.2.1.5) **Analysis :**



(Figure 4- 3: Rafter 1 Shear & Momment Diagram)

(4.2.1.6) **Design :**

According to German code DIN1052

1) Allowable bending stress for soft wood .

$\pm_B \leq 10 MN/m^2$

$$\pm_B = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} Z_{\max}$$

N: Direct load.

A: Section area .

M_y: Max moment about y-y axis .

I_Y : Moment of inertia about y-y axis.

Z_{max} : Stress in point .

N ≈ zero .

A = .016 m^2

$$I_y = \frac{1}{12} * b * h^3$$

$$I_y = \frac{1}{12} * .08 * .2^3 = 5.33 * 10^{-5}$$

M_y = 2.9 kN.m

$Z_{\max}$ =0 .1 m

So $$\pm_B = \frac{2.9}{5.33 * 10^{-5}} * .1 = 5.44 MPa$$

$5.44\,MPa < 10\,MPa$ so the taken dimension is suitable .

2)Allowable shear stress .

$^2 \le 0.9N/mm^2$

$^2 = \frac{V_z}{b*h}$

But for timber $^2 = 1.5\frac{V_z}{b*h}$

$^2 = 1.5*\frac{3.2}{0.2*0.08} = 300\,\text{kN/m}^2$

$= 0.3\ \text{N/mm}^2$

$0.3\ \text{N/mm}^2 < 0.9\text{N/mm}^2$ so the taken dimension is suitable .

3) Deflection .

* Deflection for span

$F_{max} \le \frac{L}{300}$ where L = 4.3 m

$F_{max} \le \frac{430}{300}$

So $F_{max} \le 1.433$ cm

We find the maximum deflection from for the span STAAD .Pro = 0.822 cm

0.822 < 1.433 cm So its ok

(Figure 4- 4: Deflection of Rafter 1)

* Deflection for cantilever

$$F_{max} \leq \frac{L}{150} \qquad \text{where } L = 1.04 \text{ m}$$

$$F_{max} \leq \frac{1.04}{150}$$

So $F_{max} \leq .0069$ m

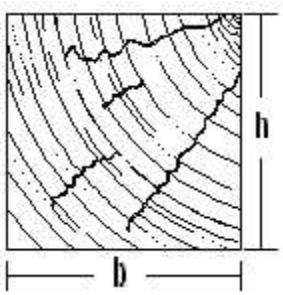
We find the maximum deflection from for the cantilever STAAD .Pro = 0. 536 cm

0. 536 < 0.69 cm So its ok.

(4.2.2)Pos./BW5/: Rafter in Roof .

(4.2.2.1) **Material** : Coniferous wood class II .

*(4.2.2.2)***Section** : selected b/h = 20 / 30 cm .



(Figure 4- 5 Rafter 2 Section)

*(4.2.2.3)***Loading :**

1. Dead Load:

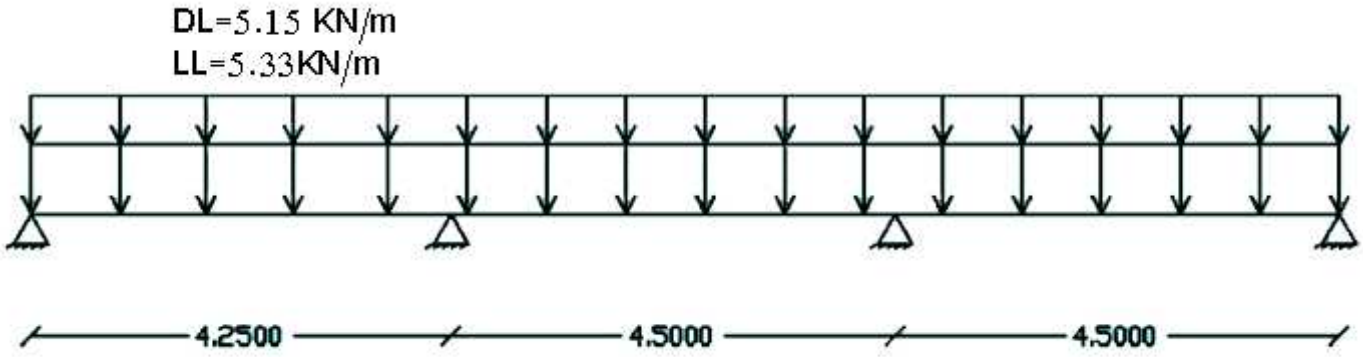
Self weight of the Timber Beam 13.6 kN/m^3 * 0.20 m 0.30 m = 0.816 kN/m

Line load from the reaction support of (rafter 1) 2* 1.3 / 0.6 = 4.33 kN/m
Total Dead load =0.816 + 4.33 = 5.15 Kn/m

2. Live Load:

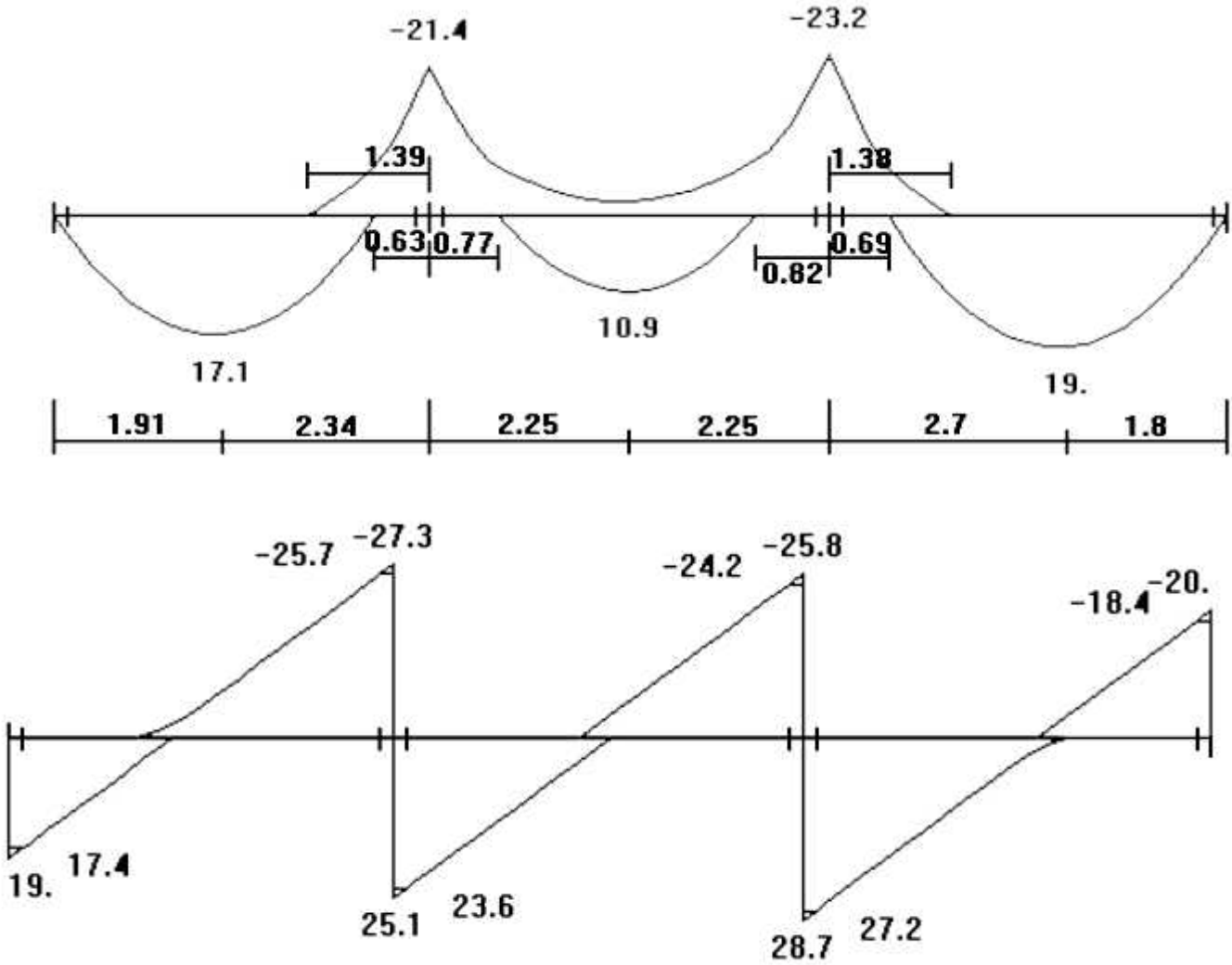
Line load from the reaction support of (rafter 1) 2*1. 6 / 0.6 = 5.33 kN/m

(4.2.2.4) **System :**



(Figure 4- 6: Rafter 2 Statically System)

(4.2.2.5) **Analysis :**



(Figure 4- 7: Rafter 2 Shear & Momment Diagram)

(4.2.2.6) **Design :**

According to German code DIN1052

1) Allowable bending stress for soft wood

$\pm_B \leq 11 MN/m^2$

$$\pm_B = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} Z_{\max}$$

N: Direct load.

A: Section area .

M_y: Max moment about y-y axis .

I_Y : Moment of inertia about y-y axis.

Z_{max} : Stress in point .

N ≈ zero .

A = .016 m^2

$$I_y = \frac{1}{12} * b * h^3$$

$$I_y = \frac{1}{12} * .20 * .30^3 = 4.5 * 10^{-4}$$

M_y = 23.2 kN.m .

Z_{max} = 0.15 m

So $$\pm_B = \frac{23.2}{4.5 * 10^{-4}} * 0.15 = 7.73 MPa$$

7.73 MPa < 11 MPa so the taken dimension is suitable

2)Allowable shear stress .

$$^2 \leq 0.9 N / mm^2$$

$$^2 = \frac{V_z}{b * h}$$

But for timber $$^2 = 1.5 \frac{V_z}{b * h}$$

$$^2 = 1.5 * \frac{28.7}{0.20 * 0.30} = 717.5 \text{ kN/m}^2$$

= 0.7175 N/mm^2

0 .7175 N/mm^2 < 0.9 N/mm^2 so the taken dimension is suitable

3) Deflection :

(Figure 4- 8: Rafter 2 Deflection)

*** Deflection for the first span

$$F_{max} \le \frac{L}{300} \qquad \text{where } L = 425 \text{ cm}$$

$$F_{max} \le \frac{425}{300}$$

So $F_{max} \le 1.42$ cm

We find the maximum deflection from for the span STAAD .Pro = 0.314 cm

0.314 cm < 1.42 cm So its ok

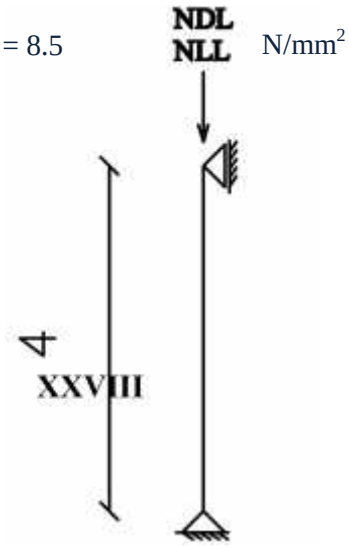
(4.2.3) Pos./CW1/: Timber Column in Roof.

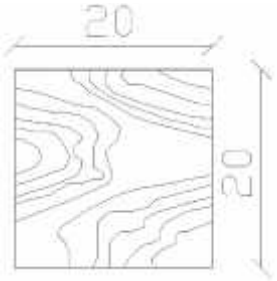
a) Material : coniferous Wood class II

Allowable compression stress stress

Compression $\pm_{c}$ // = 8.5 N/mm^2

b) System and section :





(Figure 4- 9: Timber Column System & Section)

c) Loading :

Dead Load (from Beam rafter Pos./BW5+ self-weight):

NDL=25.76 KN.

Live Load (from Beam rafter Pos./BW5):

NLL=28.75 KN.

Total Load:

N= 55 KN.

d) Design (DIN 1052-1.9)

axially loaded column

$$\frac{N}{allow \pm k} \frac{A}{} \leq 1 \dots \dots \dots \dots allow \pm k = allow \pm c / w$$

Allowable $\pm_c$ // = 8.5 N/mm2

Selected Rectangular section bxh = 20x20 cm

A=400 cm^2

$I_y = I_z$ = 13333.3 cm^4

$w_y = w_z$ = 13333.3 cm^3

$i_y = i_z = \frac{\overline{I}}{A} = \frac{\overline{13333.3}}{400}$ =5.77 cm

$f_y = f_z = \frac{LK}{i}$

LK = 1.h = 1x4 m = 400 cm

$f_y = f_z = \frac{400}{5.77}$ = 69.32 ≤ 150

from the code: w = 1.85

Allowable $\pm k = \frac{8.5}{1.85}$= 4.595 N/mm2

Design :

$$\frac{N}{allow \pm k} \frac{A}{} \leq 1$$

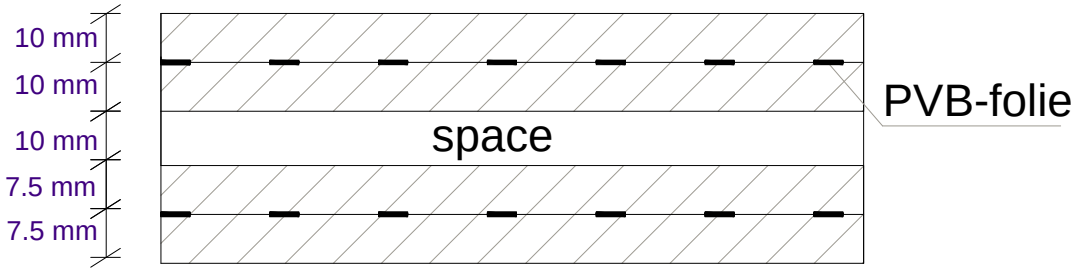
$$= \frac{55*103/400000}{4.595} = 0.299 < 1 \dots \dots \dots ok$$

4.3 Design of glass .

(4.3.1)Pos . Glass (𝒢1).

(4.3.1.1) **Material** : Overhead Safe Glass according to the German Code (Verglasungsrichtlinie des (DIBT)) .
(VSG , E = 70,000 N/mm^2)

*(4. 3.1.2)***Section** : selected * External glass – plate 2*10 = 20 mm .
* Internal glass – plate 2*7.5 = 15 mm .



(Figure 4- 10: Glass Section)

*(4. 3.1.3)***Loading :**

1. Dead Load

Self weight of the Glass . 25 kN/m^3 * 0.035m = 0.875 kN/m^2

2. Live Load:

***** Wind Load (W):

According to the German code (DIN 1500-T4)

0 < h < 8 m so q = 0.5 kN/m^2

W = C_P * q

W = - 0.6 * 0.8

= - .48 kN/m^2

= - .48 kN/m^2 * 0.6 m

= - .288 kN/m

(wind load acts suitable of the system)

This mean that effect of the wind load on the glass is tension or in the opposite direction of the dead load , so dead load > wind load.

* Snow Load (S_o):

According to the Jordan code h = 920 (height above R.L.)

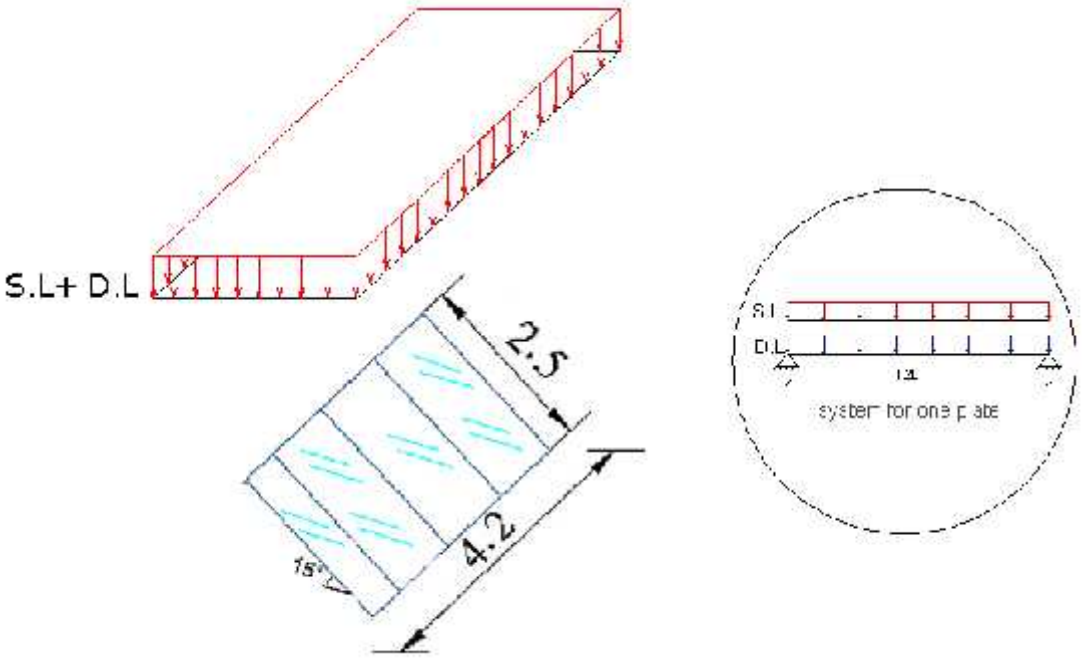
SL= (h – 400) / 320

=(920 – 400) / 320

= 1.625 kN/m^2

= 1.625*0.8 = 1.3 kN/m^2

(4.3.1.4) System :



(Figure 4- 11: Glass System)

(4.3.1.5) Design :

According to German code DIN1052 .

1) Allowable bending stress for Safe Glass .

$\pm_B \leq 1.20 kN/cm^2 = 12\,MPa$.

$$\pm_B = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} Z_{\max}$$

N: Direct load.

A: Section area .

M_y: Max moment about y-y axis .

I_Y : Moment of inertia about y-y axis.

Z_{max} : Stress in point .

N $\approx$ zero .

$$I_y = \frac{1}{12} * b * h^3$$

$$I_{y1} = \frac{1}{12} * 1 * .01^3 = 8.33 * 10^{-8}$$

$$M_y = \frac{1}{8} * q * l^2$$

$$= \frac{1}{8} * (.5 + 1.3) * 1.2^2 * 1 \text{ m}^4$$

= 0.324 kN.m/m.

$Z_{\max}$ = 0. 005 m

So $\pm_B = \frac{0.324}{8.33 * 10^{-8} * 2} * .005 = 9.724 MPa$ for the top plates(10,10)

9.724 MPa < 12 MPa so the taken dimension is suitable .

3) Deflection :

* Deflection for the first span

$$F_{max} \le \frac{L}{200} \qquad \text{where } L = 1.20 \text{ m}$$

$$F_{max} \le \frac{1.2}{200}$$

So $F_{max} \le .006$ m

$$M = \frac{1}{8} * q_o * L^2$$

$$= \frac{1}{8} * 0.875 * 1.2^2$$

$$= 0.16 kN.m/m$$

* $E = 7000\, kN/cm^2$

* $I = \frac{1}{12} * (1)^3 * 1000 * 2$

$= 8.33\ cm^4$

$$\text{Defl.} = \frac{1}{E*I} \int_0^l M_o * M_1 * dx$$

$$= \frac{1}{E*I} * \frac{M_o * M_1}{2.4}$$

$$= \frac{1}{7000*8.33} * \frac{16*32.4}{2.4}$$

$= 0.37$cm

We find the maximum deflection = 0.37 cm

0. 37 cm < 0.6 cm So its ok .

*** Notes :

1) For the bottom part of glass(7.5mm,7.5mm) we make check that if that happen any crash for the top plat (10mm,10mm), the bottom plate can carry the weight of the broken glass & snow load for a specified period of time .

2) PVB-folie : Poly-Vinyl-Butyral –folie .

4.4 Design Of Concrete members

(4.4.1) Check of Minimum Thickness of concrete Structural Members.

Table 1:MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED. (ACI 318M-11))

Minimumthickness , h				
member	Simply supported	One end continuous	Both end continuous	Cantilever
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

FOR RIB :

$h_{min}$for(one end)=L/18.5=4.05/18.5=21cm

$h_{min}$for(both end continuous)=L/21=4.12/21=20cm

$h_{min}$for(Cantilever)=L/8=2.15/8=27cm

FOR BEAM :

$h_{min}$for(both end continuous)=L/21=5.35/21=25cm

$h_{min}$for(Cantilever)=L/8=2.1/8=27cm

$h_{min}$for(one end)=L/18.5=4.16/18.5=22cm

FOR SOLID SLABS :

$h_{min}$for(one end continuous)=L/24=4.2/24=17.5cm

$h_{min}$for(both end continuous)=L/28=4.05/28=14.5cm

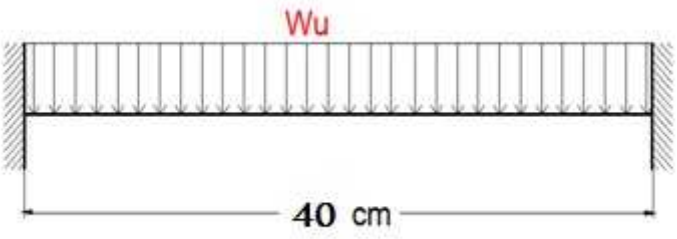
select (20+8)=28cm for rib slab with hidden beam

select (20cm) for solid slab with 20 cm drop beam.

(4.4.2) 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



(Figure 4- 12: Topping load)

✓ Load calculations:

Dead load calculations:

Table 2:Dead load calculation Topping

Dead load from:	δ×γ×1	KN/m
Tiles	**0.03**×23×1	**0.69**
Mortar	**0.03**×22×1	**0.66**
Coarse sand	**0.07**×16×1	**1.12**
Topping	**0.08**×25×1	**2**
Interior partitions	1.5×1	**1.5**
	Σ	**5.97**

Live load :

L_L =2 KN/m^2

L_L =2 KN/m^2×1m= 2 KN/m

Factored load :

W_U = 1.2 ×5.97 + 1.6×2 =10.364 KN/m.

Check the strength condition for plain concrete, ø$M_n \geq M_u$, where ø = 0.55.

$M_n = 0.42\ \lambda\ \sqrt{f'_c}\ S_m$ (**ACI** 22.5.1, equation 22-2)

$$S_m = \frac{b.h^2}{6} = \frac{1000.80^2}{6} = 1066666.67\ mm^2.$$

øM$_n$ =0.55×1×$\sqrt{24}$ ×$1066666.67 \times 10^{-6}$ =1.232 KN.m

$M_u = \frac{W_u L^2}{12} = 0.138\ KN.m$ (negative moment).

$M_u = \frac{W_u L^2}{24} = 0.069\ KN.m$ (positive moment).

øM$_n$>> M$_u$ = $0.138\ KN.m$

No reinforcement is required by analysis. According **ACI 10.5.4,** provide $A_{s,min}$ for slabs as shrinkage and temperature reinforcement.

$\rho_{shrinkage}$ = 0.0018 **ACI 7.12.2.1**

$A_s = \rho \times b \times h_{topping}$ =0.0018 ×1000×80 = 144 mm^2/m.

Step (s) is the smallest of:

1. 3h = 3×80 =240 mm. ***control*ACI 10.5.4**
2. 450mm.
3. S =380 $\frac{280}{f_s} - 2.5C_c = 380\ \frac{280}{\frac{2}{3}420} - 2.5.20 = 330mm$

   but

S≤ $300\ \frac{280}{fs} = 300\ \frac{280}{\frac{2}{3}420} = 300mm$**ACI 10.6.4**

Take ø 8 @ 200 mm in both direction , S = 200 mm < S_{max} = 240 mm …. OK

(4.4.3) Pos./R1/: Design of one way Rib slab.

Requirements For Ribbed Slab Floor According to *ACI- (318-08)* .

bw ≥ 10cm……ACI(8.13.2)

Select bw=12cm

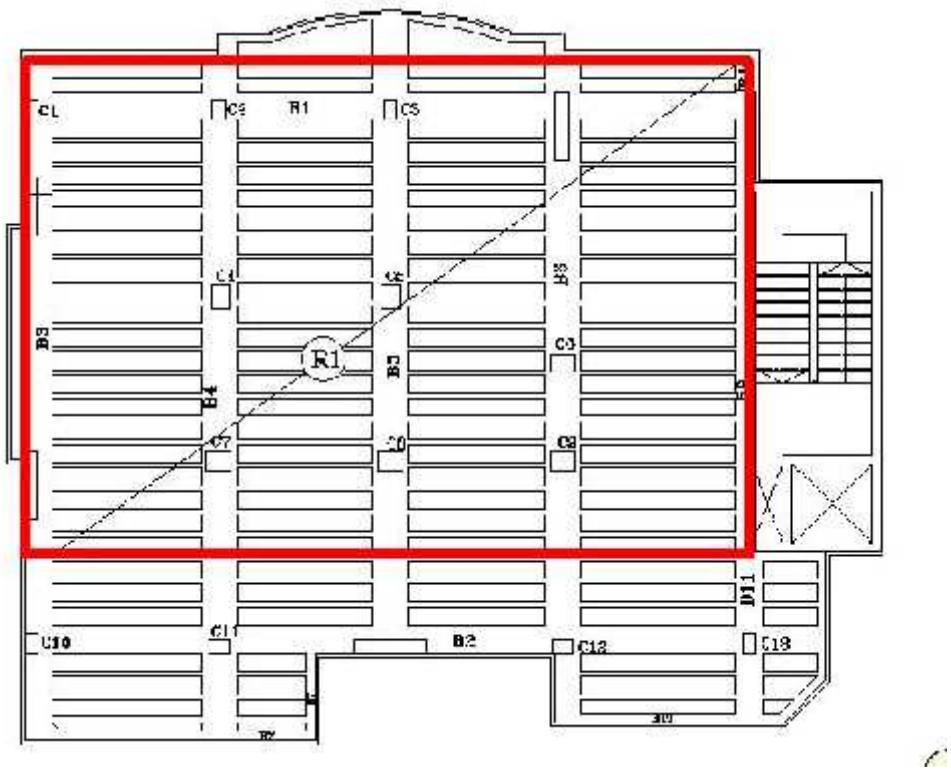
h ≤ 3.5*bw ……..…….. ACI(8.13.2)

Select h=28cm<3.5*12=42 cm

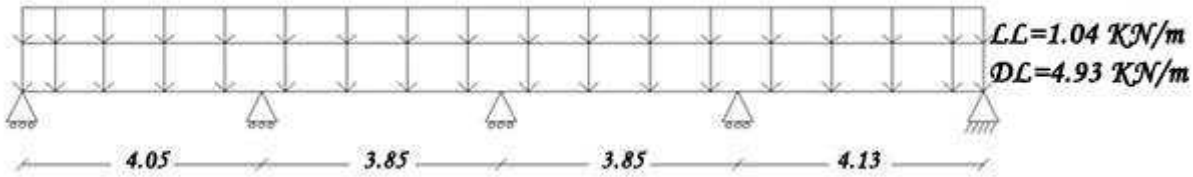
tf ≥ Ln/12≥50mm ……ACI(8.13.6.1)

Select tf=8cm

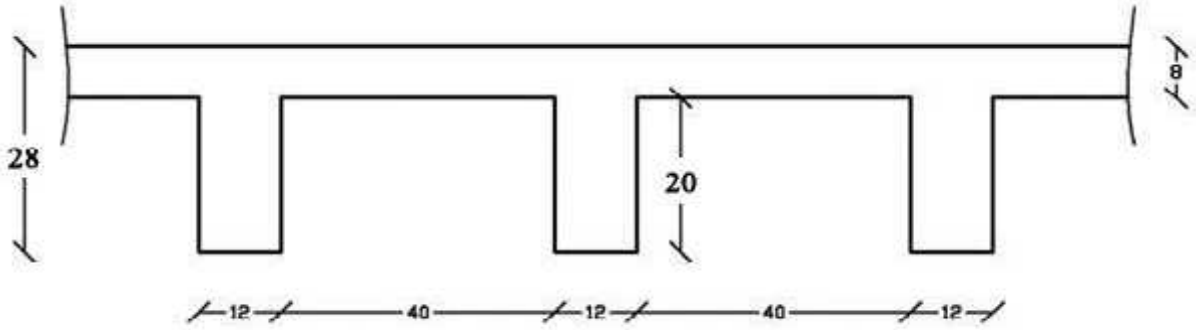
- ✓ **Statically system and Dimensions.**



(Figure 4- 13:One Way Rib slab (R 1))



(Figure 4- 14: loads of rib and its statically system (R 1))



Load calculations :

Dead load

Table 3:Dead load calculations of Rib1

Material	W=. . b(KN/M)
Tiles	0.03*23*0.52= 0.359
Mortar	0.03*22*0.52= 0.343
Course sand	0.07*16*0.52= 0.5824
Topping	0.08*25*0.52= 1.04
R.c rib	0.20*25*0.12= 0.60
Hollow block	0.20*11*0.4= 0.88
Plaster	0.03*22*0.52= 0.3432
Interior partition	1.5*0.52=0.78
Total dead load	4.9276 KN/m

Dead load /rib = 4.93 KN/m

Live load =2KN/M^2

Live load /rib = 2 KN/m^2 × 0.52m = 1.04 KN/m.

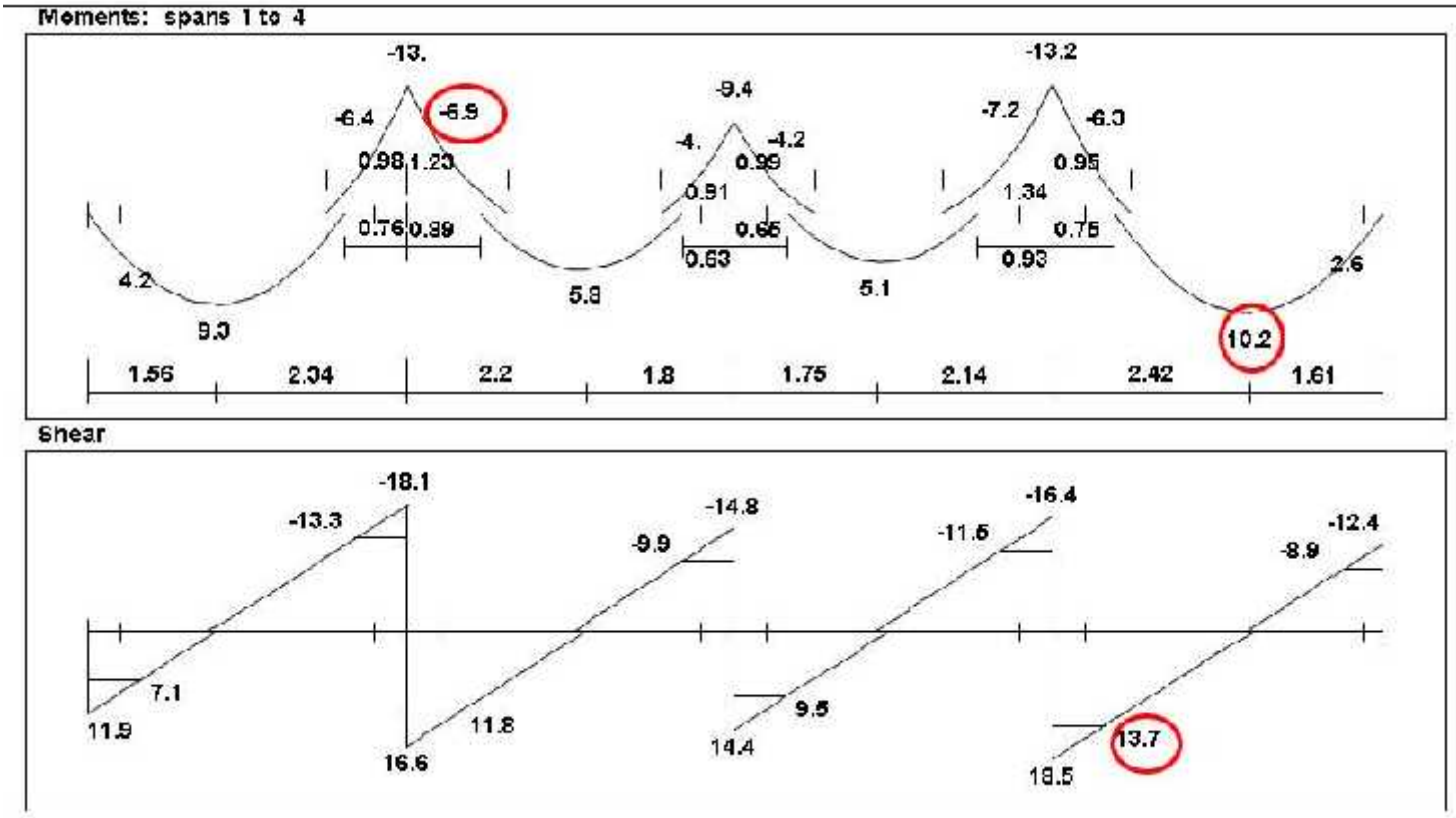
*The effective flange (be) :

1) be $\leq \frac{L}{4} = \frac{4120}{4} = 1030mm$

2) be≤ bw +16hf=120+16*80=1400mm

3) be≤ center to center spacing between adjacent beam = $\frac{400}{2} + \frac{400}{2} + 120 = 520mm$

Take be=520 mm



(Figure 4- 15:Shear & Moment Envelope Diagram (R 1))

Design of positive moment.

M_u = 10.2 KN.m.

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement.

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 280 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 244\,mm.$

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

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

$= 0.85 \times 24 \times 520 \times 80 \times \left(244 - \frac{80}{2}\right) \times 10^{-6} = 173.12KN.m$

$M_{nf} = \frac{M_u}{\varphi} = \frac{10.2}{0.9} = 11.34$ KN.m , the section will be designed as **rectangular section** with $b_e = b = 520$ mm.

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{10.2\times10^6}{0.9\times520\times244^2} = 0.3661\ Mpa.$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.3661}{420}}\right) = 0.00087958$$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.00087958 \times520\times244 = 111.60 mm^2$

*Check for $A_{s,min}$.

$A_{s,min}$ is the maximum of :-

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

1. $A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\ 120\times244 = 85.4 mm^2$
2. $A_{s,min} = \frac{1.4}{420}\ 120\times244 = 97.6 mm^2\ Control$

$A_{s,required} = 97.6\ mm^2$.

Use 2 ø 10 , $A_{s,provided} = 157.08\ mm^2 > A_{s,required} = 97.6\ mm^2$. **Ok**

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

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{157.08\times420}{0.85\times520\times24} = 6.22\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.313\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d-c}{c} = 0.003\ \frac{244-7.313}{7.313} = 0.0971 > 0.005 \qquad 0k$$

Design of negative moment.

$M_u = -6.9$ KN.m.

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 244 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 244 mm.$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{6.9\times10^6}{0.9\times120\times244^2} = 1.073 Mpa.$$

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

$$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right)=\frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.073}{420}}\right)=0.002626$$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.002626 ×120×244 = 76.89 mm^2

*Check for $A_{s,min}$.

$A_{s,min}$ is the maximum of :-

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

1. $A_{s,min}=0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\,120\times244=85.382\,mm^2$
2. $A_{s,min}=\frac{1.4}{420}120\times244=97.6\,mm^2\ Control$

$A_{s,required}$ = 97.6 mm^2.

Use 2 ø 10 , $A_{s,provided}$ = 157.08 mm^2> $A_{s,required}$ = 97.6 mm^2. **Ok**

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

Check for strain:

$$a=\frac{A_sf_y}{0.85bf_c'}=\frac{157\times420}{0.85\times120\times24}=26.94\,mm$$

$$c=\frac{a}{B_1}=\frac{26.94}{0.85}=31.7mm$$

$$\varepsilon_s=0.003\left(\frac{d-c}{c}\right)=0.003\left(\frac{244-31.7}{31.7}\right)=0.020>0.005\qquad 0k$$

✓ Shear Design for (R 1):

V_u at distance d from support= **13.7 KN**

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

$$V_c=\frac{1.1}{6}\lambda\sqrt{f'_c}b_wd=\frac{1.1}{6}\sqrt{24}\times120\times244\times10^{-3}=26.3\,KN$$

ø V_c =0.75×26.3 =19.723 KN.

0.5 ø V_c =0.5×19.723 =9.862 KN

0.5 ø V_c< V_u< ø V_c

for shear design, minimum shear reinforcement is required ($A_{v,min}$), exception for Ribbed slab , No shear Reinforcement .

Use stirrups U-shape as montage (2 leg stirrups) ø 8 @ 150 mm , $A_v = 2 \times 50.24 = 100.5\ mm^2$.

$$Av_{min} = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{fyt} \geq \frac{1}{3} \frac{b_w s}{fyt}$$

$$Av_{min} = 100.5 = \frac{1}{16} \sqrt{24} \frac{120s}{420} \rightarrow s = 1.15m$$

$$100.5 = \frac{1}{3} \frac{120s}{420} \rightarrow s = 1.055m$$

$$S\ max \rightarrow \frac{d}{2} = 122mm$$

$$S\ max \rightarrow \leq 600mm$$

Take (2 leg stirrups) ø 8 @ 150 mm

$$A_v = \frac{2*50.3}{0.15} = 670.67\ mm^2/m_{strip}$$

(4.4.4) Pos./B5/: Design of Beam.

✓ Load calculations:

Load calculations for B5:

The distributed Dead and Live loads acting upon B5 can be defined from the support reactions of the R1 , R2 and S2 .

1. **From Rib1**
   The maximum support reaction (factored) from Dead Loads for R1 upon B5 is 21.66 KN . The distributed Dead Load from the R1 on B5 :
   DL =21.66/ 0.52= 41.65 KN/m

Live Load calculations: The maximum support reaction (factored) from Live Loads for R1 upon B5 is 7.51 KN .

The distributed Live Load from the Rib 1 on B5 :

LL =7.51/ 0.52= 14.44 KN/m

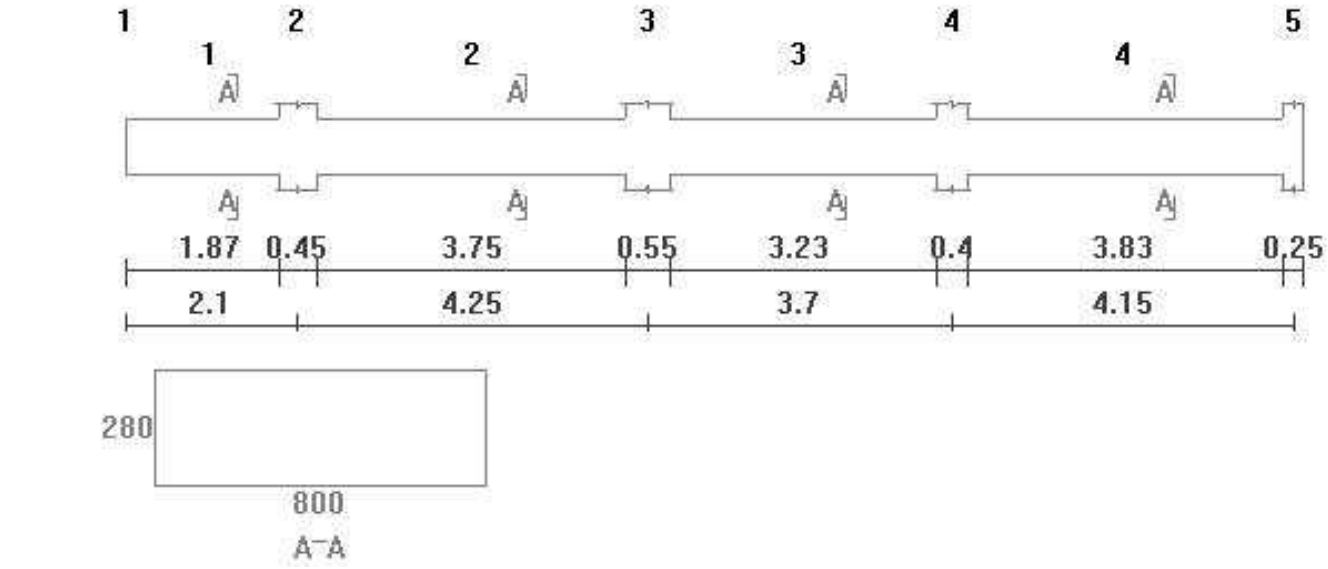
2. **From Rib 2 :**
   The maximum support reaction (factored) from Dead Loads for R2 upon B5 is 22.62 KN . The distributed Dead Load from the R2 on B5 :
   DL =22.62/ 0.52= 43.5 KN/m

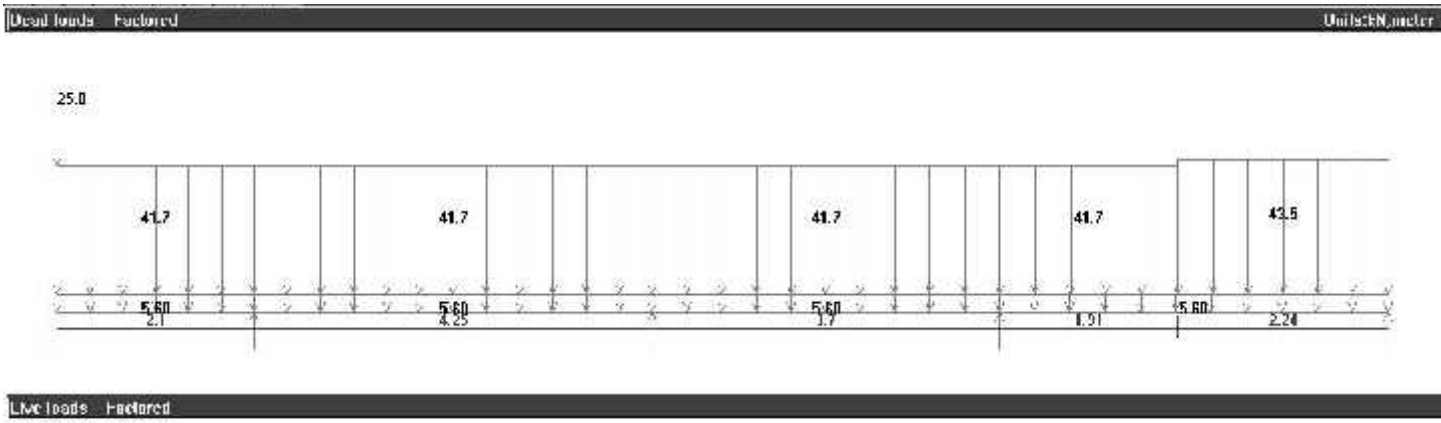
Live Load calculations: The maximum support reaction (factored) from Live Loads for R2 upon beam 5 is 7.82 .

The distributed Live Load from the R2 on B5 :

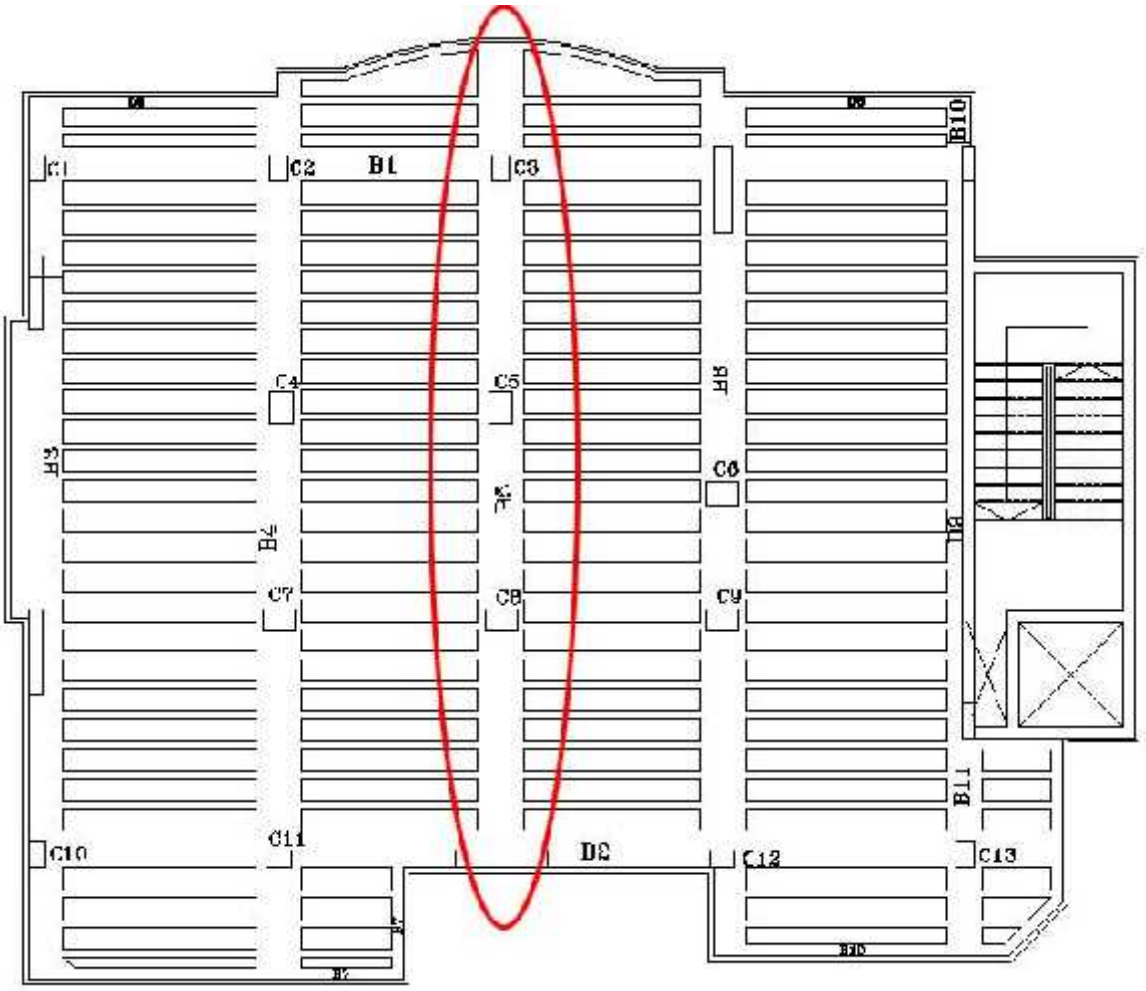
LL =7.82/ 0.52= 15.04 KN/m

3. **Edge wall :**
   wall thickness = 0.25 cm
   wall length = 2 +2 = 4 m
   wall heigh = 1 m
   Concrete density = 25KN/m^3
   Wall load = 0.25 * 4 *1 * 25=25 KN

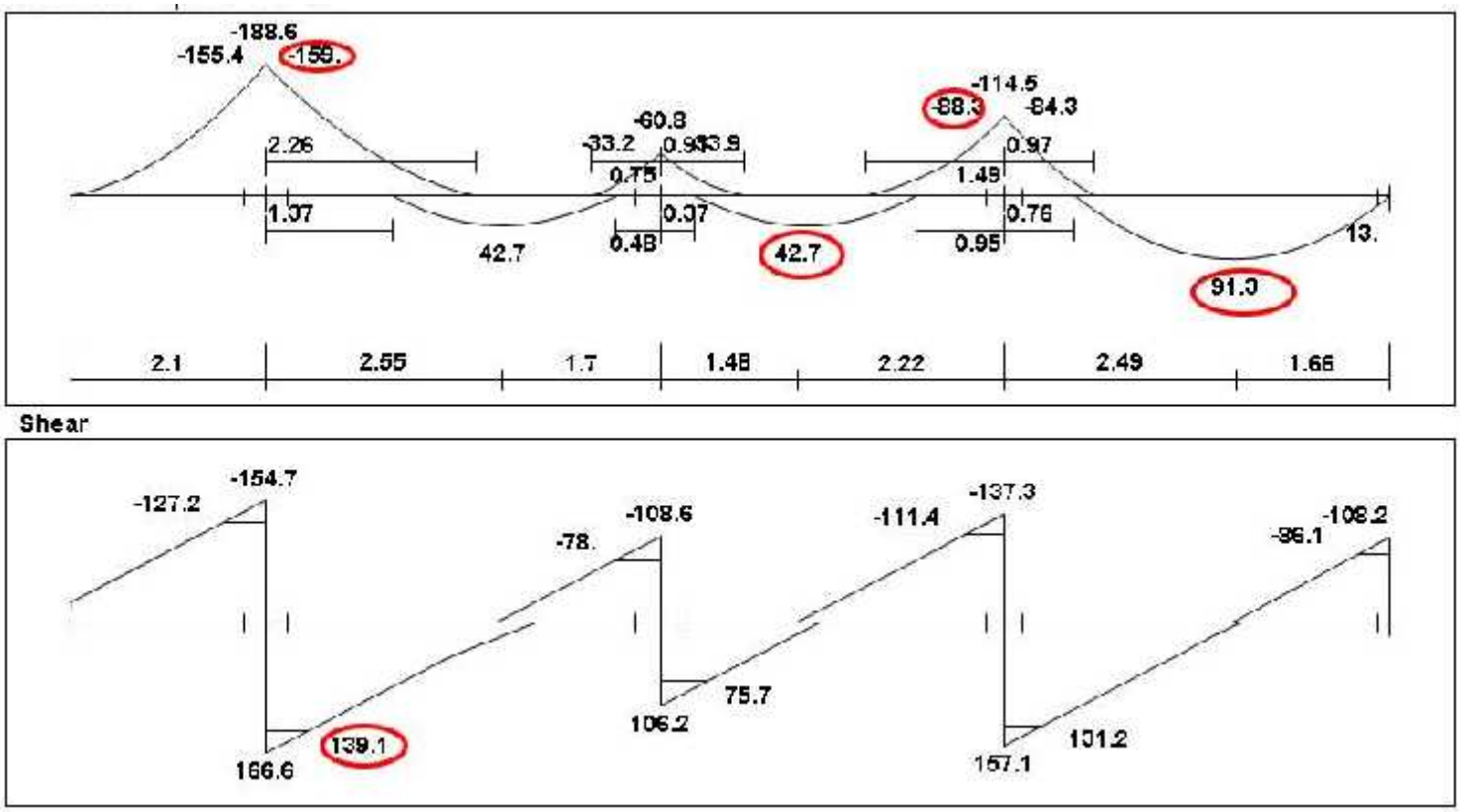




(Figure 4- 16: System & loads of B5)



(Figure 4- 17: possition of B5)



(Figure 4- 18:Shear Moment Envelope Diagram of B5)

✓ Flexural Design for (B5) :

Determine of $M_{n,max}$:

$d = 280 - 40 - 10 - 20\backslash 2 = 220$ mm

$$c = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7}.220 = 94.3\,mm$$

$$a = \mathcal{B}.c = 94.3 * 0.85 = 80.155mm$$

$Mn_{max} = 0.85\mathbf{f_c'}ab(d - \frac{a}{2}) = 0.85*24*80.155*800*(220-80.155/2) *10^{-6} = 235.362$ KN.m

$\emptyset\ Mn_{max}$ **= 0.82* 235.362 = 192.997 KN.m >91.3 KN.m**

Design as singly reinforcement

Design for positive moment :

$$1)\ Mu = 91.3KN.M$$

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{91.3\times10^6}{0.9\times800\times220^2} = 2.62Mpa.$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times2.62}{420}}\right) = 0.006700$$

$A_s = \rho.b.d = 0.0067\times800\times220 = 1179.28mm^2$.

Check for $A_{s,min}$.

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

$$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\,800\times220 = 513.23\,mm^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420}\,800\times220 = 586.67\,mm^2\ Control.$$

$A_{s,min} = 586.67\ mm^2 < A_s = 1179.28\ mm^2$

Use 4 ø 20 **Bottom**, $A_{s,provided} = 1256.64mm^2 > A_{s,required} = 1179.28mm^2$. Ok

Check spacing :

$$S = \frac{800-40*2-20-(4\times20)}{3} = 206.67\ mm > d_b = 20 > 25 \quad OK$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{1256.64\times420}{0.85\times800\times24} = 32.34\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{32.34}{0.85} = 38.05\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d-c}{c} = 0.003\ \frac{220-38.05}{30.05} = 0.01896 > 0.005 \qquad 0k$$

2) $M_u = 42.7$ KN.m

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{42.7\times10^6}{0.9\times800\times220^2} = 1.225 Mpa.$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\ 1 - \sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}} = \frac{1}{20.6}\ 1 - \sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.225}{420}} = 0.003009$$

$A_s = \rho.b.d = 0.003009 \times800\times220 = 529.76\ mm^2$.

Check for $A_{s,min}$.

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

$$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\ 800\times220 = 513.23\ mm^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 800\times220 = 586.67\ mm^2 \text{ control}$$

$A_{s,min} = 586.67\ mm^2 > A_s = 529.76\ mm^2$

Use 3 ø 18 **Bottom**, $A_{s,provided} = 763.41\ mm^2 > A_{s,required} = 586.67\ mm^2$. Ok

Check spacing :

$$S = \frac{800-40*2-20-(3\times18)}{2} = 323\ mm > d_b = 20 > 25 \quad OK$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{586.67 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 15.1\,mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.1}{0.85} = 17.76\,mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d-c}{c} = 0.003\ \frac{220-17.76}{17.76} = 0.0341 > 0.005 \qquad 0k$$

Design for Negative moment :

1) M_u = -159 KN.m

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{159 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 220^2} = 4.563\,Mpa.$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}} = \frac{1}{20.6}\ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 4.563}{420}} = 0.01246$$

$A_s = \rho.b.d = 0.01246 \times 800 \times 220 = 2193.575\ mm^2$.

Check for $A_{s,min}$.

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

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420}\ 800 \times 220 = 513.23\,mm^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 800 \times 220 = 586.67\,mm^2\ Control.$$

$A_{s,min}$ = 586.67 mm^2< A_s = 2193.575 mm^2

Use 7 ø 20 **Top ,** $A_{s,provided}$ = 2199.11 mm^2> $A_{s,required}$ = 2193.575 mm^2. Ok

Check spacing :

$$S = \frac{800 - 40 \cdot 2 - 20 - (7 \times 20)}{6} = 93.34\,mm > d_b = 20 > 25 \qquad OK$$

Check for strain:

a $= \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{2199.11 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 56.6\,mm$

c$= \frac{a}{\beta_1} = \frac{56.6}{0.85} = 66.6\,mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d-c}{c} = 0.003\ \frac{220-66.6}{66.6} = 0.006909 > 0.005 \qquad 0k$$

2) M_u = -88.3 KN.m

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{88.3 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 220^2} = 2.534\,Mpa.$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{420}} = \frac{1}{20.6}\ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.534}{420}} = 0.00646$$

A_s = ρ.b.d = 0.00646 ×800×220 = 1137.603 mm^2.

Check for $A_{s,min}$.

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

$A_{s,min}$ $= 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420}\ 800 \times 220 = 513.23\,mm^2$

$A_{s,min}$ $= \frac{1.4}{420} 800 \times 220 = 586.67\,mm^2\ Control.$

$A_{s,min}$ = 586.67 mm^2< A_s = 1137.603 mm^2

Use 4 ø 20 **Top ,** $A_{s,provided}$ = 1256.64 mm^2> $A_{s,required}$ = 1137.603 mm^2. Ok

Check spacing :

S $= \frac{800 - 40 \cdot 2 - 20 - (4 \times 20)}{3} = 206.67\,mm > d_b = 20 > 25 \qquad OK$

Check for strain:

a = $\frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{1256.64 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 32.34\ mm$

c= $\frac{a}{\beta_1} = \frac{32.34}{0.85} = 38.05\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d-c}{c} = 0.003\ \frac{220-38.05}{38.05} = 0.0143 > 0.005 \qquad 0k$$

✓ Shear Design for (B 5):

1. **V_u = 139.1 KN**

$V_c = \frac{1}{6}\ \sqrt{f'c}\, b_w\, d = = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 800 * 220 * 10^{-3} = 143.7\ KN$

Φ V_c= 0.75*143.7 =106.78 KN

$$v_{s,min} = \frac{1}{16}\ \sqrt{f'c}\, b_w\, d$$

$v_{s,min} = \frac{1}{3} b_w\, d = = \frac{1}{3}\ 800 * 220 * 10^{-3} = 58.667\ KN$**control**

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

0.75*143.7 < 139.1 < 0.75(143.7 + 58.667)

shear reinforcement are required .

$$\frac{Av\,min}{S} = \frac{1}{16}\sqrt{24} * \frac{800}{420} = 0.583$$

$$\frac{Av\,min}{S} = \frac{1}{3} * \frac{800}{420} = 0.635 \ldots\ control$$

Use 2 leg Φ 10 .

Av=157 mm^2 .

$$\frac{157}{S} = 0.635 \ldots\ s = 247.25\ mm$$

$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{220}{2} = 110\ mm \ldots\ control$

$\leq 600\ mm$

Use 2 leg Φ 10 @ 100 mm .

(4.4.5) Pos./C5/: Design of Column.

Column	Column Dimensions	fc'	fy
Col. 5 at Basement	40cm*55cm	24Mpa	420Mpa

C5 :

DL = 870

LL= 368

Pu = 1632.8kN

- **In 0.55m-Direction(about x axis)**

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

R: radius of gyration = $\sqrt{\frac{I}{A}}$ ≈0.3 h …….For rectangular section

Lu = 2.72 m
M1/M2 =1
K=1 , According to ACI 318-2002 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{1\times 2.72}{0.3\times 0.55} = 16.485 < 22$$

$$\therefore short \quad Column \quad in \quad 0.55m : direction$$

- **In 0.4 m-Direction (about y axis)**

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

Lu = 2.72 m
M1/M2 =1
K=1 , According to ACI 318-02 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{1 \times 2.72}{0.3 \times 0.4} = 22.67 > 22$$

$$\therefore long \quad Coloumn \quad in \quad 0.4m : direction$$

$$EI = 0.4\frac{E\ I_g}{1 + {}_d} \quad \text{.....} [ACI 318 - 05 \ (Eq.\ 10 - 15)]$$

$$E_c = 4700\sqrt{fc'} = 4700 \times \sqrt{24} = 23025\ Mpa$$

$${}_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2 * (870)}{1632.8} = 0.64 < 1$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.55 \times 0.4^3}{12} = 0.00293\ m^4$$

$$EI = \frac{0.4 \times 23025 \times 0.00293}{1 + 0.64} = 16.45\ N.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{®^2 EI}{(KLu)^2} \quad \text{.....} ACI 318 - 05 (Eq.\ 10 - 13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2 \times 16.56}{(1.0 \times 2.72)^2} = 18.23 MN.$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \quad \text{..... ..ACI 318 - 05 (Eq .10 - 16)}$$

$$Cm = 1 \quad \text{..... According to ACI 318 - 05 (10 .10 .6 .4)}$$

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75\ P_c}} \geq 1.0 \quad \text{..... ..... ACI 318 - 05 (Eq . 10 - 12)}$$

$$1 < ¢_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{1632\ .8}{0.75 \times 22070}} = 1.11 < 1.4$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 \times h = 15 + 0.03 \times 400 = 27\ mm = 0.027\ m$$

$$e = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.027 \times 1.08 = 0.02916\ m$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.02916}{0.55} = 0.053$$

d = 550-40-10-(16/2) = 492 mm

d= 40 + 10 + (16/2) = 58 mm

ɣ = 0.9

From the interaction diagram in chart: ρ= 0.01

Select the longitudinal bars:

$A_s = \rho \times A_g = 0.01 \times 400 * 550 = 2200\ mm^2$

$\therefore$ use 12 Ø 16 $\Longrightarrow$ $A_s = 2412.7\ mm^2$

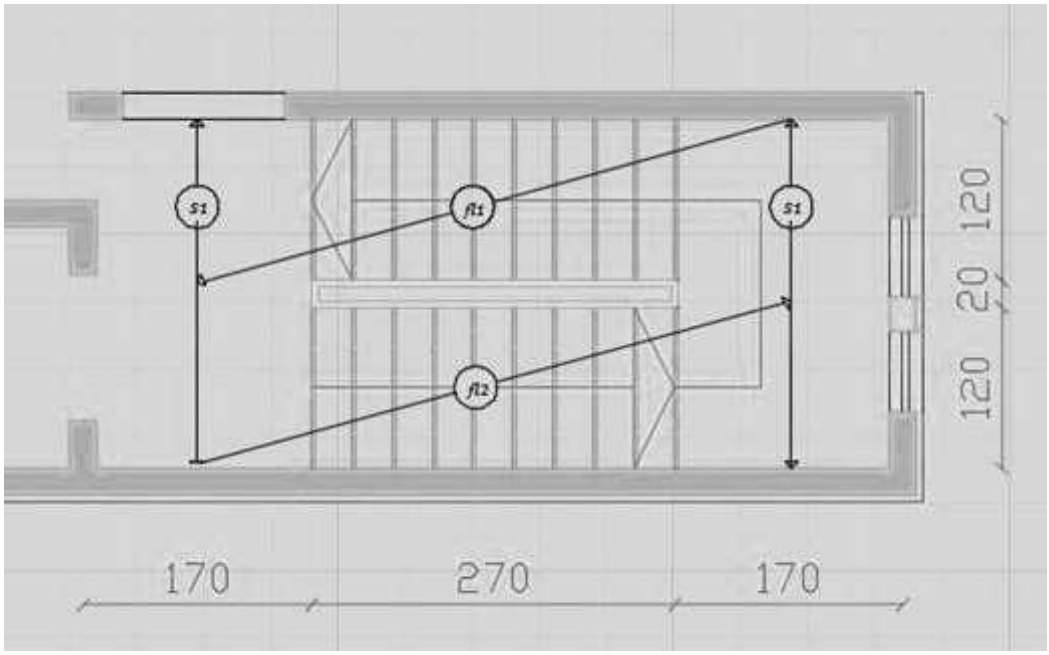
1.10.3 Design of the Stirrups:

The spacing of ties shall not exceed the smallest of:-

$$spacing \leq 16 \times d_b = 16 \times 1.6 = 25.6\ cm$$
$$spacing \leq 48 \times d_s = 48 \times 1.0 = 48\ cm$$
$$spacing \leq least\ .\dim. = 40\ cm$$

Use¤10 @ 20 *cm*

(4.4.6) Pos./ST/: Design of Stairs.



(Figure 4- 19:Stair (ST))

NOTE: (Material)

✓ *B300…. $fc' = 30N/mm^2 (MPa)$ For circular section

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

✓ **Determination of Thickness:**

height = 4.40 m

height	rise	run	LL	fc'	fy
4.40m	16 cm	30 cm	3 KN/m2	24 Mpa	420 Mpa

- Minimum slab thickness for deflection is (for simply supported one way solid slab)

  h,min = L/ 20

  h,min =4.40 / 20 = 0.22 m ……take h= 25 cm.

⇒ **Use h = 25cm.**

θ = $\tan^{-1}(16 / 30) = 28.1^{o}$

h,min (cm)	θ
25	28.1^{o}

✓ **Load Calculations**

Dead Load calculations of Flight :

$$Plaster = \frac{0.03 \times 22 \times 1}{\cos 28.1} = 0.748\ KN/m$$

$$concrete = \frac{0.25 \times 25 \times 1}{\cos 28.1} = 7.085 KN/m$$

$$mortar = \frac{0.3 + 0.16}{0.3} \times 0.02 \times 22 \times 1 = 0.675\ KN/m$$

$$stair = \frac{0.3 \times 0.16}{0.3 \times 2} \times 25 \times 1 = 2.0\ KN/m$$

$$Tile = \frac{0.35 + 0.16}{0.3}\ 0.03 \times 27 \times 1 = 1.377\ KN/m$$

Total load (DL) = 11.885KN/m

Live load (LL) = 3 KN/m

Table 4: Dead Load calculations of Landing

Dead Load calculations of Landing				
Material	**gama**	**h(m)**	**b(m)**	**KN/m**
Tiles	22	0.03	1	0.66
Mortar	22	0.02	1	0.44
R C	25	0.25	1	6.25
Plaster	22	0.03	1	0.66
Total load(DL)				**8.01**
Live load (LL) = 3 KN/m2				

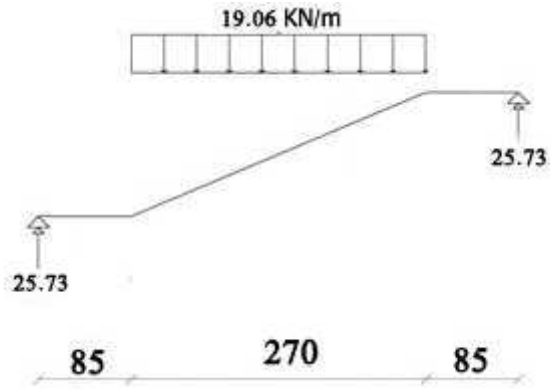
Total Factored load,,,, (W = 1.2DL + 1.6LL)

For W_{flight} , W = 1.2*11.885+ 1.6*3 = 19.062 KN/m

For $W_{landing}$, W = 1.2*8.01+ 1.6*3 = 14.412 KN/m

W_{flight} **(KN/m)**	$W_{landing}$ **(KN/m)**
19.062	14.412

- Structural System Of Flight (FL1) :



(Figure 4- 20:Structural System Of Flight (FL1))

Check for shear strength For Flight:

Assume Ø 14 for main reinforcement:-

d = h – 20 – db/2 = 250 – 20 – 14/2 = 223 mm

$Vu = 25.73KN$

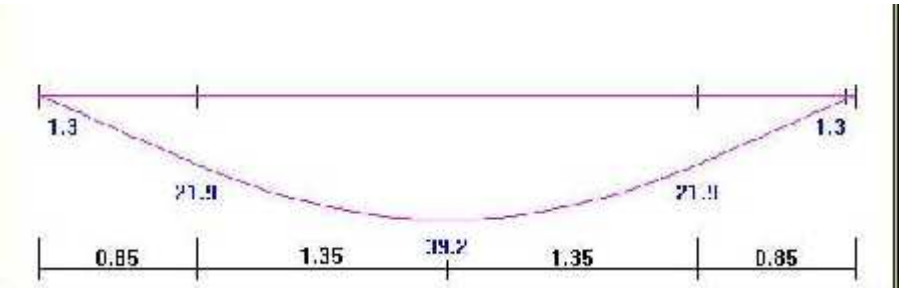
$$¤Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 223}{6} = 136.56KN / m$$

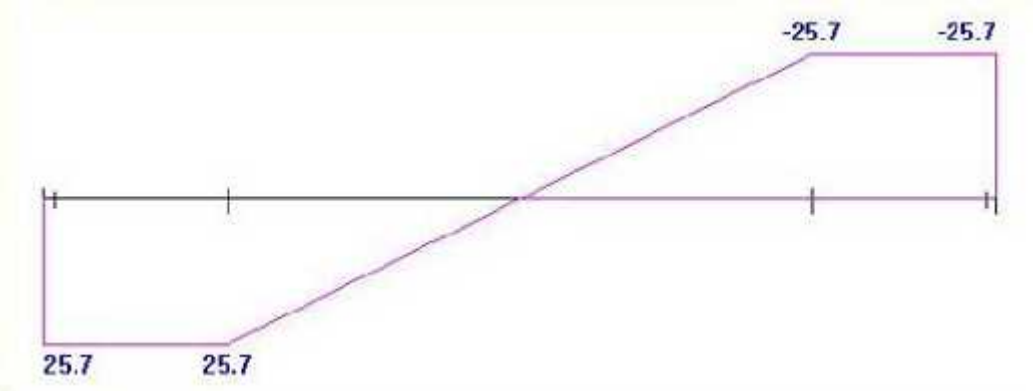
Vu= 25.73 KN < 0.5* $¤Vc$ = 68.325 KN .

Thickness is adequate enough

d_b (mm)	h(mm)	d (mm)	Vu (KN)	¤V_C(KN)
Ø 14	250	223	25.73	136.56

✓ **Design of Flexure:**





(Figure 4- 21:Envelope diagram for Flight)

- Design for Flight:

Mu = 39.2 KN. m

Mn = Mu / 0.9 = 39.2/ 0.9 = 43.56 KN.m/m

d = h – 20 – db/2 = 250 – 20 – 14/2 = 223 mm

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

$$R_n = \frac{43.56 * 10^6}{1000 * 223^2} = 0.876MPa \ .$$

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

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

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.876}{420}}\right) = 0.00213$$

As_{req} = 0.00213*1000*223 = 475.53 mm^2/m< $As_{\min}$ = $450mm^2$/m….

$$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450mm^2/\text{m}$$

Use Φ 12 then,

Mu(KN.m)	m	Rn	ρ	$As_{req(}$ mm^2)	As_{min}(mm^2)	S(mm)
39.2	20.6	0.876Mpa	0.00213	475.53	450	200

Use Φ 12 @ 20 cm c/c , As = 565.5 mm2/m strip

- Step (s) is the smallest of :-

1. 3*h = 3* 250 = 750 mm

2. 450 mm

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

$\leq 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3}fy}) - 2.5* 20 = 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3}* 420}) - 2.5 * 20 = 330mm$

$\leq 300\ (\frac{280}{fs}) = 300 * (\frac{280}{\frac{2}{3}fy}) = 300 * (\frac{280}{\frac{2}{3}* 420}) = 300$ mm … (control

- Check for strain:

Tension = Compression

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

$565.5 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 11.64m$

$c = \frac{a}{1} = \frac{11.64}{0.85} = 13.7mm$

$£_s = \frac{223 - 13.7}{13.7} * 0.003$

$£_s = 0.0458 > 0.005 \longrightarrow ok$

✓ **Temperature & Shrinkage reinforcement:**

$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450mm^2$ ذ/m

Use Φ 10 @ 15 cm c/c,As prov = 523.33 mm2/m strip

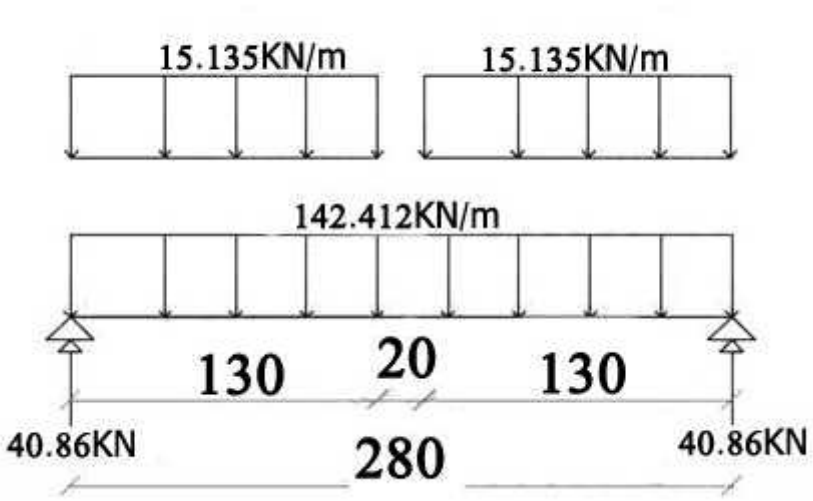
- Step (s) is the smallest of :-

1. 5*h = 5* 250 = 1250 mm

2. 450 mm – control

$As_{Shrinkage}(mm^2)$	S(mm)	d_b (mm)
450	150	Φ 10

- Design for slab 1 :



(Figure 4- 22:Structural System Of Landing (L1A))

Load For Landing = $\frac{WR}{L} = \frac{25.73}{1.7} = 15.135\ KN/m$

The reaction at each end:

$$R = \frac{15.135 * 2.80}{2} + 15.135 * 1.3 = 40.86\ KN$$

Check for shear strength :

Assume Ø 14 for main reinforcement:-

d = h – 20 – db/2 = 250 – 20 – 14/2 = 223 mm

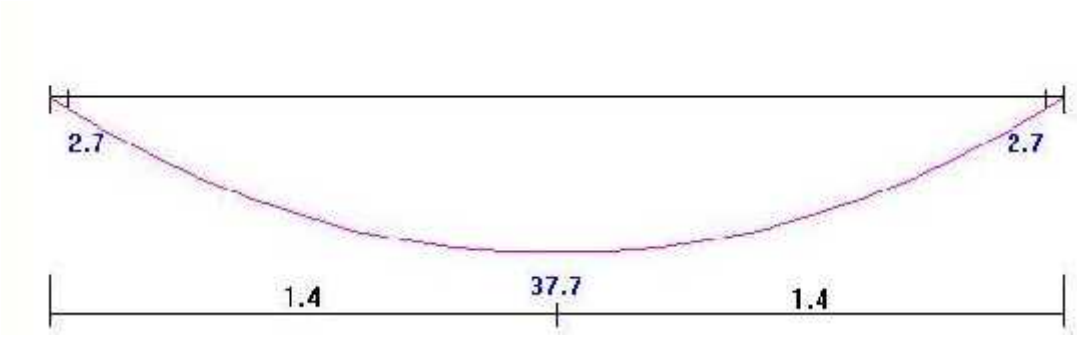
take the maximum shear as the support reaction V_u=40.86KN

$$¤Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 223}{6} = 136.56 KN/m$$

Vu= 40.86 KN /m< 0.5* $¤Vc$= 68.28 KN/m .

- Thickness is adequate enough

Calculate the maximum bending moment :



(Figure 4- 23: Landing Moment)

M_u=37.7$kn.m$

Mn = Mu / 0.9 =37.7 / 0.9 = 41.89 KN.m/

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

$$R_n = \frac{41.89 * 10^6}{1000 * 223^2} = 0.841 MPa \ .$$

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

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

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.84}{420}}\right) = 0.0020488$$

As_{req} = 0.002048*1000*223 = 456.898 mm^2/m> $As_{\min}$ = $450 mm^2$/m.... OK

$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 mm^2$ /m

Use Φ 12@ 15 cm c/c

Mu(KN.m)	m	Rn	ρ	$As_{req(}\ mm^2$)	As_{min}(mm^2	S(mm)
37.7	20.6	0.84 Mpa	0.002048	456.898	450	150

- Step (s) is the smallest of :-

1. 3*h = 3* 250 = 750 mm

2. 450 mm

≤ 380 ($\frac{280}{fs}$) – 2.5 * C_c

≤ 380 * ($\frac{280}{\frac{2}{3}f_y}$) – 2.5* 20 = 380 * ($\frac{280}{\frac{2}{3}*420}$) – 2.5 * 20 = 330mm

≤ 300 ($\frac{280}{fs}$) = 300 * ($\frac{280}{\frac{2}{3}f_y}$) = 300 * ($\frac{280}{\frac{2}{3}*420}$) = 300 mm (control)

- Check for strain:

Tension = Compression

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

$456.898 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 9.407 m$

$c = \frac{a}{1} = \frac{9.407}{0.85} = 11.0667 mm$

$£_s = \frac{223 - 11.0667}{11.0667} * 0.003$

$£_s = 0.057 > 0.005 \longrightarrow ok$

✓ **Temperature & Shrinkage reinforcement:**

$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450 mm^2$ **/**m

Use Φ 10 @ 15 cm c/c,As prov = 523.33 mm2/m strip

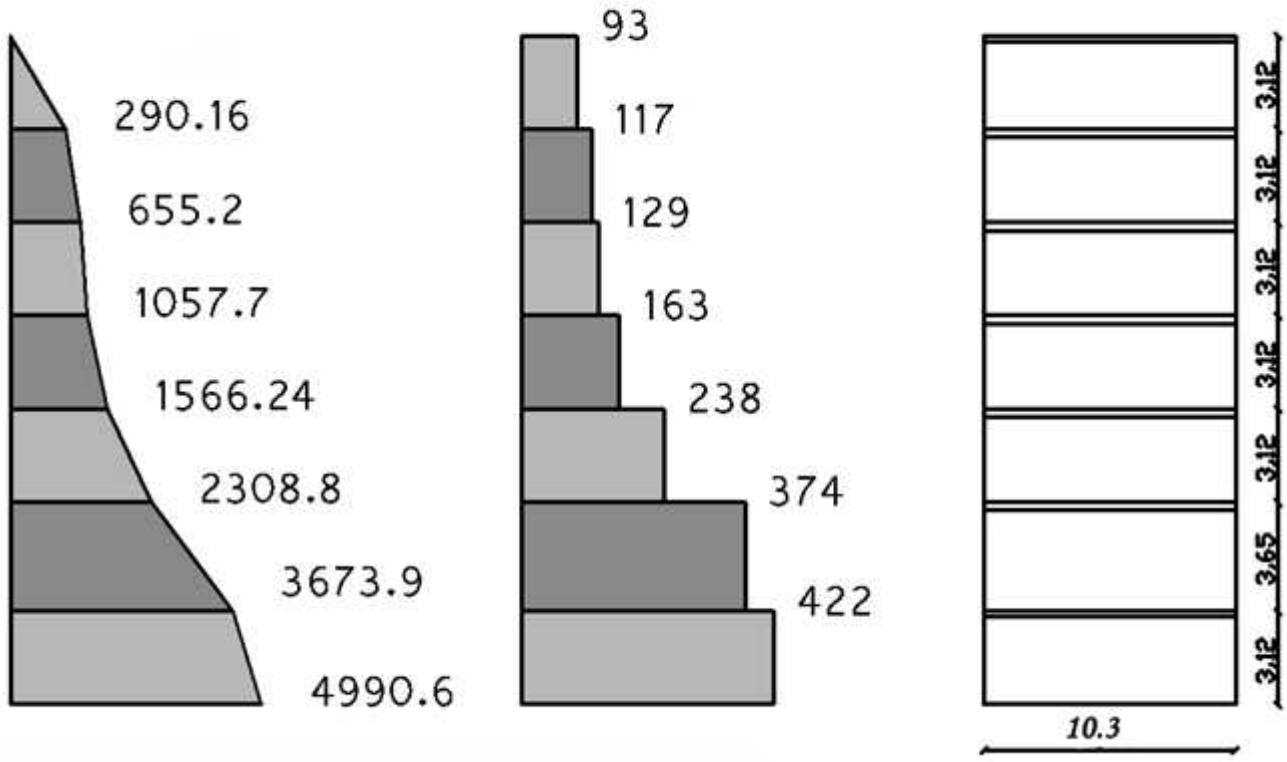
- Step (s) is the smallest of :-

1. 5*h = 5* 250 = 1250 mm

2. 450 mm – control

$As_{Shrinkage}(mm^2)$	**S(mm)**	**d_b (mm)**
450	150	Φ 10

(4.4.7) Pos./SW9/: Design of Shear wall.



(Figure 4- 24:Moment and shear diagram)

Fc = 24MPa

Fy = 420 MPa

t =20cm .shear wall thickness

Lw = 10.3m .shear wall width

Hw_1 for one wall = 3.12 m

$Hw_2$for one wall = 3.65 m story height

4.4.7.1: Design of shear

$$\sum Fx = Vu = 422KN$$

4.4.7.2: Design of the Horizontal reinforcement:

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{lw}{2} = \frac{10.3}{2} = 5.15\,m$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{22.37}{2} = 11.185\,m$$

$$story heigh \quad (Hw) = 3.12\,m \ldots\ldots \quad control$$

$$d = 0.8 \times lw = 0.8 \times 10.3 = 8.24\,m$$

$$\emptyset V_{nmax} = \emptyset \frac{5}{6} \sqrt{f_c'} hd$$

$$= 0.75 * 0.83 * \sqrt{24} * 400 * 8240 * 10^{-3} = 10051.5KN > V_u$$

V_c is the smallest of :

$$1 - V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} hd = \frac{1}{6} \sqrt{24} * 200 * 8240 * 10^{-3} = 1345.6KN \ldots cont$$

$$2 - V_c = 0.27 \sqrt{f_c'} hd + \frac{N_u d}{4 l_w} = 0.27 \sqrt{24} * 200 * 8240 * 10^{-3} + 0 = 2179.8KN$$

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

$$= 0.05 \sqrt{24} + \frac{10.3 \left(0.1 \sqrt{24} + 0 \right)}{6.68} 200 * 8240 = 1648.5KN$$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{3673.9}{422} - \frac{10.3}{2} = 3.56$$

Vu = 422KN< $\frac{1}{2}$ *0.75*1345.6 = 504.6 KN **No need reinforcement**

- Minimum shear reinforcementis required:

Take $^{\circ}$ = 0.0025

- Maximum spacing is the least of :

$\frac{Lw}{5} = \frac{10300}{5} = 2060mm$

3*h = 3*200 = 600mm

450 mm ……. Control

Try ϕ 12 (As = 113.1 mm2) for two layers

$° = \frac{Avh}{h*S2} = \frac{2*113.1}{200*S2} = 0.0025$

S2 = 452.4 mm , ϕ 12@250 mm

→use ϕ 12@250 mm in tow layer

4.4.7.3: Design for Vertical reinforcement:-

$\frac{h_w}{L_w} = \frac{22.37}{10.3} = 2.17$

$\frac{Lw}{3} = \frac{10300}{3} = 3433.3mm$

450 mm ……. Control

3*h = 3*200 = 600mm

A_{nv}=0.0025*S*h

Try Φ 12 (As = 113.1 mm2)

113.1*2=0.0025*S*200

S=452.4

Select Φ 12 @250mm In tow layer.

4.4.7.4: Design of bending moment (uniformly distribution flexural reinforcement) :

$A_{st} = \frac{10300}{250} * 2 * 113.1 = 9319.5mm^2$

$w = \frac{A_{st}}{L_w h} \frac{f_y}{f_c'} = \frac{9319.5}{10300 * 200} \frac{420}{24} = 0.0792$

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

$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.0792 + 0}{2 * 0.0792 + 0.85 * 0.85} = 0.0899$

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

$$= 0.9\ 0.5 * 9319.5 * 420 * 10300(1+0)(1-0.0899) = 16511.3KN.m > Mu$$

Select Φ 12 @250mm for vertical reinforcement .

(4.4.8) Pos./F3/: Design of Isolated footing.

✓ **Design of Isolated footing (Under Col. 8):**

f_c'	fy
24 Mpa	420 Mpa

✓ **Load Calculation:-**

- From column (8): (DL &LL)

* Service dead load (DL) = 995.84KN
* Service live load (LL) = 341.89KN
* Column dimensions =55 cm*40 cm
* Allowable soil pressure = 400 KN/ m²

DL(KN)	LL(KN)	Column dimensions	all. soil pressure
995.84	341.89	(55*40) cm	400 KN/ m²

✓ **Calculating the weight of footing:**

- Weight of footing (assume $h_{footing}$ = 50cm)

$w_{footing}$ = 0.5*25 = 12.5 KN/m²

- Required sizes of footing:

$$A,required = \frac{p_n}{q_{net}} = \frac{995.84 + 341.89}{400 - 5 - (0.5 * 25)} = 3.5 \text{ m}^2$$

Try 2.2* 2.2Area = 3.61 m2

$h_{footing}$	$w_{footing}$	q_{net}	A,required
50 cm	25 KN/m²	400 KN/m²	3.5m²

✓ **Depth of footing and shear design:**

Pu = 1.2DL + 1.6LL = 1.2*995.84+ 1.6*341.89= 1742.032 KN

$$qu = \frac{1742.032}{3.61} = 482.56 \text{ KN/m}^2$$

Try area	Pu	qu
2.2m* 2.2m*0.5m	1742.032 KN	482.56 KN/m²

✓ **Determine the Depth of Footing Based on Shear Strength:-**

Check for One Way Shear Strength

$$Vu=\left(\frac{l}{2}-\frac{a}{2}-d\right)*qu*b=\left(\frac{2.2}{2}-\frac{0.40}{2}-d\right)*482.56*2.2$$

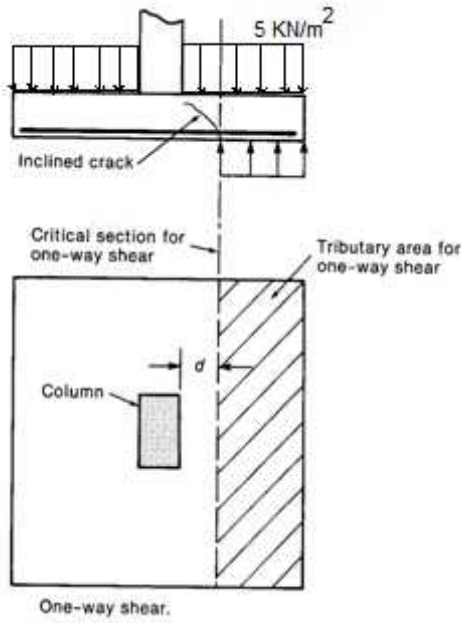
$$¤Vc=\frac{0.75}{6}\sqrt{24}*2.2*d*10^3$$

$$Let, ¤Vc=Vu$$

$$d=0.379m$$

$$h=379+75+16=470mm$$

Try h = 500 mm ….. d =500 – 75 – 16= 409 mm



Φ	d (mm)	h (mm)	Try h(mm)	Try d (mm)
0.75	379	470	500	409

✓ **for Two Way shear Action (Punching).**

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

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

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

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

Where:

$$_C=\frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)}=\frac{550}{400}=1.375$$

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

= 2 * (0.55+0.409)+2*(0.40+0.409) = 3.536m.

$$Vu=((2*2)-((0.55+0.409)*(0.40+0.409))*482.56=1555.855kN$$

$\sim_s$ **= 40……. for interior column**

$$¤.V_C=¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d=\frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.375}\right)*\sqrt{24}*3.536*0.409*10^3=2173.8kN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40}{8.645}+2\right)*\sqrt{24}*3.536*0.409*10^3 = 2934.51kN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*3.536*0.409*10^3 = 1771.25kN$$

Vu=1555.855 KN <ΦVc =1771.25 KN…… OK

C	b_o (m)	$\sim_s$	$¤.V_C$ (KN)
1.375	3.536	40	1913.17

✓ Design for Bending Moment of both direction.

h (mm)	d (mm)	b(m)
500	409	2.2

d = 500-75-16 = 409 mm

Mu_x =482.56 *2.2*(2.2-0.4)^2/8 = 429.91 KN.m
Mu_y =482.56 *2.2*(2.2-0.55)^2/8 = 361.28 KN.m

In x-Direction :

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

$$Rn = \frac{Mu/¤}{b*d^2} = \frac{429.91*10^{-3}/0.9}{2.2*(0.409)^2} = 1.3Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(1.3)}{420}}\right) = 0.0032$$

As_{req} = 0.0032 (2500) (409) = 3272.78 mm^2 >As_{min} = 2250 mm^2

As_{min} =0.0018*b*h == 0.0018 (2500) (500) = 2250 mm^2 … control

Take 17Φ 16 , As,provided = 34.18 cm² > As,required = 32.72cm²

$$S = \frac{2500 - 75*2 - 17*16}{16} = 129.88 \text{ mm}$$

- Step(S) is smallest of:

1. 3h = 3*500 = 1500 mm

2. 450 mm - control
S = 129.88 mm < S,max = 450 mm – OK

Mu(KN.m)	m	Rn	ρ	$As_{prov}(mm^2)$	$As_{min}(mm^2)$	S(mm)
429.91	20.6	1.3Mpa	0.0032	3418	2250	129.88

- Check strain

Tension = Compression

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

$$34.18 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 2500 \times a$$

$$a = 28.14mm$$

$$c = \frac{28.14}{0.85} = 33.11$$

$$£_s = \frac{409 - 33.11}{33.11} \times 0.003 = 0.034 > 0.005...ok$$

$As_{(}(mm^2)$	a (mm)	c (mm)	$£_s$
3418	28.14	33.11	0.034

In y-Direction :

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

$$Rn = \frac{Mu/¤}{b * d^2} = \frac{361.28 * 10^{-3} / 0.9}{2.2 * (0.409)^2} = 1.1Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(1.1)}{420}}) = 0.002693$$

$As_{req} = 0.002693\ (2500)\ (409) = 2754.4\,mm^2 > As_{min} = 2250\,mm^2$

As_{min} =0.0018*b*h == 0.0018 (2500) (500) = $2250\,mm^2$ … control

Take 14Φ 16 , As,provided = 28.15 cm² > As,required = 27.54cm²

$$S = \frac{2500 - 75 * 2 - 14 * 16}{13} = 163.54 \text{ mm}$$

- Step(S) is smallest of:

1. 3h = 3*500= 1500 mm
2. 450 mm - control

S = 163.54 mm < S,max = 450 mm – OK

Mu(KN.m)	m	Rn	ρ	$As_{prov}(mm^2)$	$As_{min}(mm^2)$	S(mm)
361.28	20.6	1.1Mpa	0.002693	2815	2250	163.54

- Check strain

Tension = Compression

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

$$2815 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 2500 \times a$$

$$a = 23.18mm$$

$$c = \frac{23.18}{0.85} = 27.27$$

$$£_s = \frac{409 - 27.27}{27.27} \times 0.003 = 0.0419 > 0.005 ...ok$$

As (mm^2)	a (mm)	c (mm)	£$_s$
2815	23.18	27.27	0.0419

✓ Development length of flexural reinforcement:

Ld for Φ 20:

$$L_d = \frac{9}{10} \times \frac{fy}{\sqrt{fc'}} \times \frac{\sim \times \quad \times ¥ \times ª}{\left(\frac{k_{tr}+c}{db}\right)} \times db = \frac{9}{10} \times \frac{420}{\sqrt{24}} \times \frac{1 \times 1 \times 0.8 \times 1}{2.5} \times 16 = 395.054mm$$

Available length = ((2200-500)\2) - 75=775

775mm > 395.054mm ……ok

✓ Load transfer at the column-foundation interface (Dowels design):

- In footing :

$$\Phi Pn.b = \Phi(0.85\, fc' A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}})$$

$A_1 = 0.55 * 0.40 = 0.22\ m^2$

$A_2 = 2.2* 2.2= 4.84\ m^2$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{4.84}{0.22}} = 4.7 > 2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 4.7$$

$$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 24 \times 0.22 \times 4.7) \times 1000 = 13710.84\, KN$$

$$\Phi Pn = 13710.84 > Pu = 1742.032 \ldots\ldots\ldots .ok$$

The Dowels are not needed for footing

As,min = 0.005 * Ac = 0.005 * 550 * 400 = 1100 mm2

Use 6Φ 16 , As,provided = 1206.37 mm² > As, required = 1100 mm²

4.5 Design Of Steel Truss

(4.5.1) Pos./TS/: Design Steel Truss.

Truss :

In architecture and structural engineering ,a truss is a structure comprising one or more triangular units constructed with straight member whose ends are connected at joint referred to as nodes .External force and reaction to those forces are considered to act compressive force .Moment (torques) are explicitly excluded because , and only because , all the joints in a truss are treated as revolute.

A planar truss is one where all the members and nodes lie within a two dimensional plane , while a space truss has member and nodes extending into three dimensions.

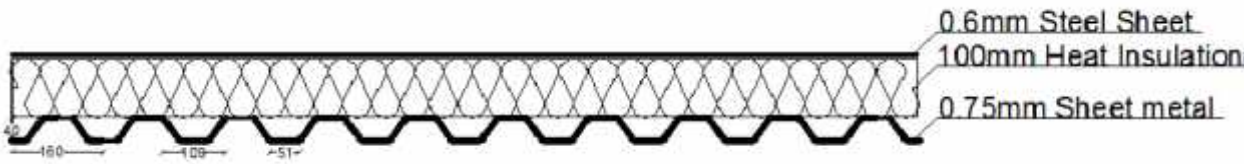
Truss type:

The type of truss that will be use is low truss .

The design uses vertical member for compression and horizontal member to respond to tension . what is remarkable about this style is that it remained popular even as wood gave way to iron , and even still as iron gave way to steel . the continued popularity of the low truss is probably due to the fact that the configuration of the member means that longer diagonal members are only in tension for gravity load effects. This allows these member to be used more efficiently , as slenderness effects related to buckling under compression loads (which are compounded by the length of the member) will typically not control the design . therefore ,for give planar truss with a fixed depth ,the low truss configuration is usually the most efficient under static , vertical loading.

Figure 4-33 shows a gross section of the components that is located over the purlin , and it is as the following :

1. Surface layer of galvanized steel sheet with thickness of 0.6 mm.
2. Specific kind of duct, its dimension taken from some tables depending on number of spans and the dead and live loads that can it supports.



(Figure 4- 25:Cross section of sheet metal)

Table 5:sheet metal for 2&3spanes

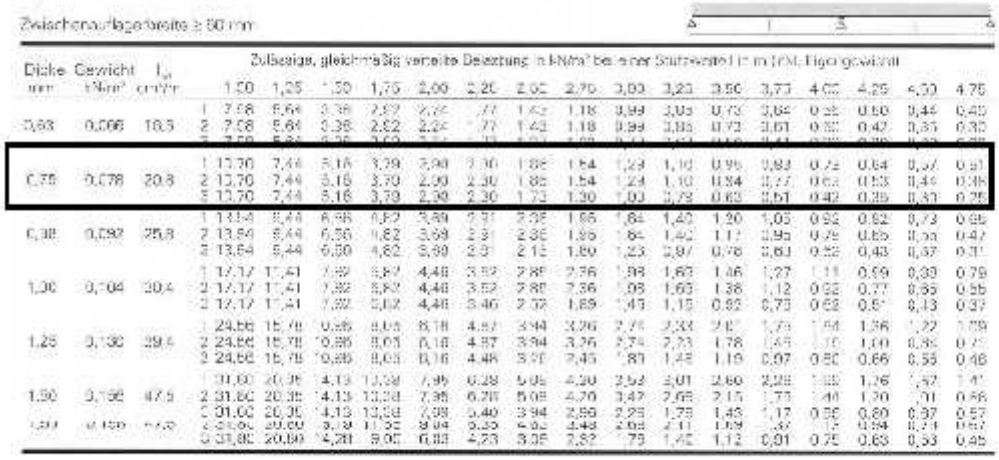
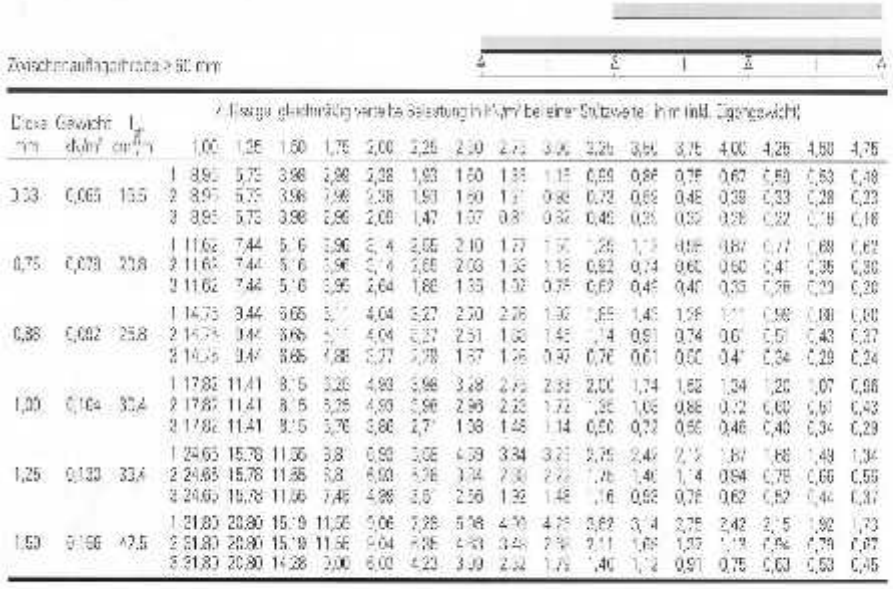


Table 4-8 shows the values (type, weight ,support load) for duct that will be used to carry the live and the dead loads , consult the number and the length of spans.



Load calculation :

1-Dead load :

1-load of galvanized steel sheet=$\frac{0.6}{1000} * 75 = 0.05 kKN/m^2$

2-Dead load of heat insulation =0.1m*1kn/m^3=0.1KN/m^2

3-Sheet metal with thickness of 0.75mm =0.078KN/m^2

⟶ Total dead load=0.228KN/m^2

2-Snow load :

Depending on the table of the snow load which it depends on the height of the building over the sea level which is 920m, the snow load is :

$S_l=\frac{h-400}{400}$

$S_l=\frac{920-400}{400} = 1.3 KN/m^2$

⟶ Total snow load=1.3KN/m^2

⟶ Total load (q_t=dead load +snow load =0.228+1.3=1.528KN/m^2)

From the table (4-8) the bearing load of sheet metal is 5.16 KN/m_2

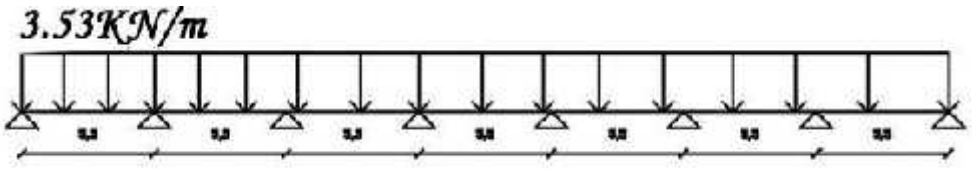
Q_u =5.16 KN/m^2> q_t=1.528 KN/m^2 ….ok

Note: the members are A36 (F_Y=36 ksi and F_u=58 ksi)

By using the previous dead and snow loads determine the max reaction on the purlins , and then apply these values as a linear on the length of the purlin.

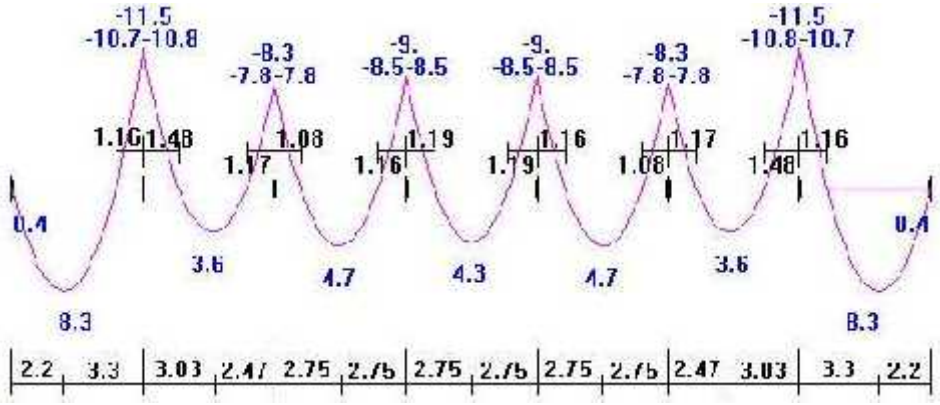
- Design of purlins:

Qu=1.5(1.2D.L+1.6S)=1.5(1.2*0.228+1.6*1.3)= 3.53 KN/m^2



(Figure 4- 26:Statically system for purlins)

-Design of moment:



(Figure 4- 27:Moment envelope for purlins)

M_U=11.5 kn.m =$\frac{11.5}{4.448} * 1000 * \frac{1}{25.4} = 101.8 kip.in$

$Ø_b M_b \geq M_u$

$0.9*36*Z_x = 101.8 kip.in \; Z_x \geq 3.14 in^3$

Select HSS 3×3×$\frac{3}{8}$ $Z_x \geq 3.25 in^3$

$$\frac{b}{t} = 5.6, \frac{h}{t} = 5.6$$

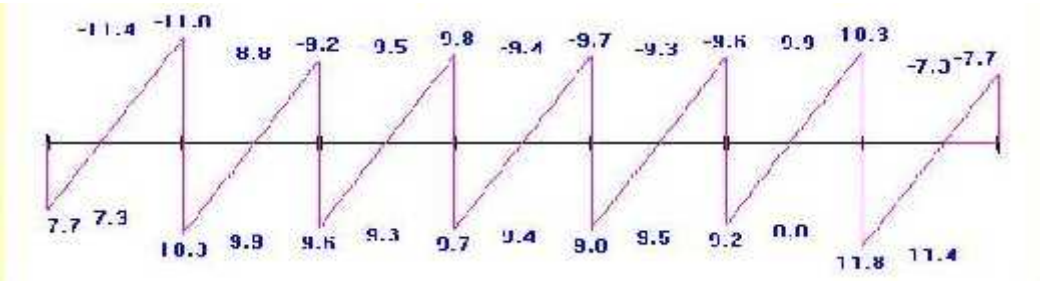
Check compact:

λ_p=1.12 $\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 1.12 \sqrt{\frac{28000}{36}} = 31.3$

λ_r=1.40 $\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 1.40 \sqrt{\frac{28000}{36}} = 39.1$

$$\frac{b}{t} = 5.6 < \lambda p = 31.3 \quad , \ldots . compact\ section$$

-Design of shear:



(Figure 4- 28:Shear envelop for purlins)

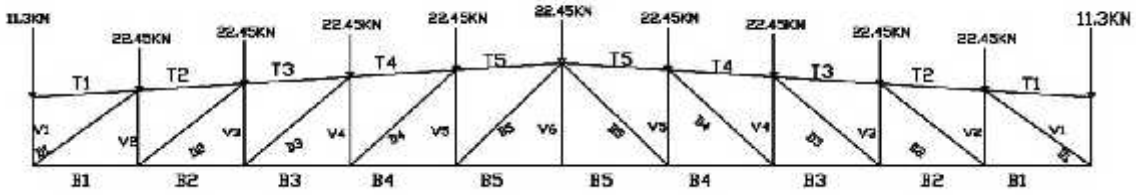
v_U=11.4 kn =$\frac{11.4}{4.448} * 1000 = 2.56 kip$

$Ø_v\ v_b \geq v_u$

$0.9*0.6*fy*d*tw \geq 2.7kip$

$0.9*0.6*36*3*\frac{3}{8} = 21.87kip > 2.56kip \ldots\ldots OK$

- *Design the member of the truss :*



(Figure 4- 29:Truss system)

The truss consist of four types of members :

1) The vertical member (v)

These member are under compression Force :

NO .of member	Value of compression force	
	Kn	Kips
V1	19.37	4.355
V2(max)	91.90	20.662
V3	55.44	12.46
V4	20.90	4.699
V5	10.46	2.352
V6	0.91	0.20

Table 4-1:Vertical member forces

2) The Diagonal member (D)

These member are under tension force :

NO .of member	Value of tension force	
	Kn	Kips
D1(max)	227.14	51.067
D2	150.37	33.807
D3	85.77	19.284
D4	31.64	7.114
D5	14.0	3.148

Table 4-2:diagonal member forces

3) The top member (T)

These member are under compression Force :

NO .of member	Value of compression force	
	Kn	Kips
T1	4.90	1.102
T2	193.68	43.545
T3	313.88	70.569
T4	379.76	85.382
T5(max)	402.69	90.537

Table٨:Top member forces

4) The bottom member (B)

These member are under Tension Force :

NO .of member	Value of tension force	
	Kn	Kips
B1	187.85	42.235
B2	310.55	69.821
B3	377.95	84.974
B4(max)	402.02	90.386
B5	391.94	88.119

Table٩:bottom member forces

Design of tension member:

1st) Diagonal members :

Max. value of tension =227.14 Kn (51.067 Kips)

Check :

- **Tensile yielding:**

Pu=Φ*Fy*Ag

Ag=51.067 /0.9*36 = 1.58 in²

Try L3*2*3/8 with Ag=1.73 in²

- **Tensile rupture strength :**

Øt×Pn=0.75×fu×Ae

Øt×Pn=0.75×58×(0.85×1.73)=63.97 Kips > 51.067 Kips…ok

2nd) Bottom members :

Max. value of tension =402.02 Kn (90.386 Kips)

- **Tensile yielding:**

Pu=Φ*Fy*Ag

Ag=90.386 /0.9*36 = 2.79 in²

Try W6*12 with Ag = 3.55 in²

- **Tensile rupture strength :**

Øt×Pn=0.75×fu×Ae

Øt×Pn=0.75×58×(0.85×3.55)=131.3 Kips > 90.386 Kips…ok

- *Design of compression member:*

1st) vertical members :

Max. value of compression =91.90 Kn (20.662Kips)

Take section member

(Try L3*3*3/8 with Ag=2.11 in²)

Ag=2.11 in^2,r_x=0.91 in ,r_y=0.91 in .

Length of the member =1.5m(4.92 ft)

-Determine of the reduction factor for slender "Unstiffened element ":

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{3}{\frac{3}{8}} = 8$$

$$0.45\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0.75\sqrt{\frac{29000}{36}} = 12.77$$

$\frac{b}{t} = \frac{3}{\frac{3}{8}} = 8 < 12.77$ …..Qs=1.0

Q=Qa×Qs=1.0

$$\frac{L}{rx} = \frac{4.92 * 12}{0.91} = 64.88$$

$$0 < \frac{L}{rx} < 80$$

$$\frac{k \times l}{r} = 72 + 0.75 * \frac{L}{rx} = 72 + 0.75 * \frac{12 * 4.92}{0.91} = 120.66$$

$$4.71\sqrt{\frac{E}{Qs * fy}} = 4.71\sqrt{\frac{29000}{1 * 36}} = 133.68 > 120.66$$

$$fe = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{kl}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 29000}{(120.66)^2} = 19.66 ksi$$

Fcr=$Q \times 0.658^{Qfy/fe} \times fy$

Fcr=$1.0 \times 0.658^{36/19.66} \times 36 = 16.73$ kips

ØPn=$Ø \times fcr \times Ag$

ØPn=$0.9 \times 16.73 \times 2.11 = 31.8 kips > 20.662 kips$ …. *ok*

*Note : use L3*3*3/8 for both of diagonal and vertical members .*

2nd) top members :

Max. value of compression =402.69 kn (90.537 kips)

Assume $\frac{Kl}{r} = 75$

$$4.71\sqrt{\frac{29000}{36}} = 133.68$$

$$fe = \frac{\pi^2 \times E}{\left(ki/r\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 29000}{(75)^2} = 50.88ksi$$

Fcr=$Q \times 0.658^{(Qfy/fe)} \times fy$

Fcr=$1 \times 0.658^{(1*36/50.88)} \times 36 = 26.77kips$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1 * 12 * 4.92}{r} = 75 \rightarrow r = 0.787$$

$$Ag = \frac{pu}{\text{ØFcr}} = \frac{90.537}{0.9 * 26.77} = 3.76\text{in2}$$

Use W8*15 with Ag=4.44 in^2

- *Design of weld:*

The calculation of weld based on the following :

1) Fillet weld is used.
2) The plates are A36(fy=36 ksi,Fu=58 ksi)
3) The plat thickness is (t=0.5 in)
4) The electrodes having F_{Exx}=70 ksi
5) The shielded metal arc welding (SMAW) is used.

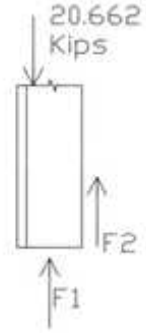
1st) Design of weld between the vertical member and the Gusset plate in the corners of the truss:

The section of the vertical member is angle (L3*3*3/8) , Ag=2.11 in^2 ,y=0.884.
The value of Max. compression in the vertical member is Vu=20.662Kips.

Max. weld size (a_{max})=$t - \frac{1}{16} = \frac{3}{8} - \frac{1}{16} = \frac{5}{16}\ in$

Min . Weld size(a_{min})=$\frac{3}{16}\ in$

Use weld size (a)=$\frac{1}{4} in$



(Figure 4- 30:) weld between vertical member and gusset plate)

- Design strength of weld :

Ø×Rnw= Ø× te×0.6×FExx

Ø×Rnw=$0.75 \times \left(0.707 \times 1/4\right) \times 0.6 \times 70 = 5.57$ kips

- Design strength of base material :

Ø×Rn= Ø× (0.6×fy)×t=1.0×0.6×36×$\frac{3}{8}$= 8.1 kips >5.57 kips….ok

Or

Ø×Rn= Ø× (0.6×fu)×t=0.75×0.6×58×$\frac{3}{8}$= 9.79kips >5.57 kips….ok

$f1$=5.57*3=16.71 kips

$f2$=20.662-16.71=3.952 kips

$$lw2 = \frac{f2}{Ø \times Rnw} = \frac{3.952}{5.57} = 0.71in \ \ldots\ldots use\ 1.0\ in$$

2nd) Design of weld between the diagonal member and the gusset plate:

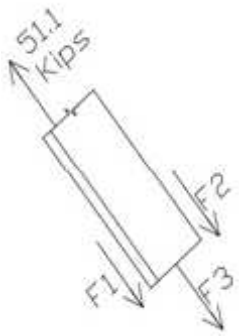
- The section of the diagonal member is angel (L3*3*3/8)
- For the vertical member use the same size and dimension of weld for the previous vertical member.

The value if Max. Tension in the diagonal member is Tu = 51.1 kip.

Max. weld size (a_{max})=$t - \frac{1}{16} = \frac{3}{8} - \frac{1}{16} = \frac{5}{16}\ in$

Min = Weld size(a_{min})=$\frac{3}{16}\ in$

Use weld size (a)=$\frac{1}{4} in$



(Figure 4- 31:weld between diagonal member and gusset plate)

- Design strength of weld :

Ø×Rnw= Ø× te×0.6×FExx

Ø×Rnw=$0.75 \times (0.707 \times {}^{1}/_{4}) \times 0.6 \times 70 = 5.57$ kips

- Design strength of base material :

Ø×Rn= Ø× (0.6×fy)×t=1.0×0.6×36×$\frac{3}{8}$=8.1kip >5.57 kip….ok

Or

Ø×Rn= Ø× (0.6×fu)×t=0.75×0.6×58×$\frac{3}{8}$=9.79kip >5.57 kip….ok

$$F3 = 3 * 5.57 = 16.71\ kips$$

$$\sum M\ at\ F1 = 0$$

$$= 16.71 * 1.5 + F2 * 3 - 51.1 * (3 - 0.884) = 0$$

F2=27.69 kips

F1=51.1-16.71-27.69=6.7 kips

$$lw1 = \frac{f1}{Ø \times Rnw} = \frac{6.7}{5.57} = 1.21in \ \ldots\ldots use\ 1.5\ in$$

$$lw2 = \frac{f2}{Ø \times Rnw} = \frac{27.69}{5.57} = 4.97in \ \ldots\ldots use\ 5\ in$$

Check for rupture

$$L = \frac{(5+1.5)}{2} = 3.25$$

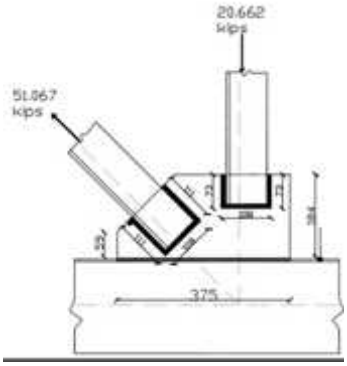
$$U = 1 - \frac{x}{l} = 1 - \frac{0.884}{3.25} = 0.728$$

$$\text{Ø}tPn = 0.75 * fu * Ae$$

$$\text{Ø}tPn = 0.75 * 58 * \ 0.728 * 2.11 \ = 66.82\ kips > 51.1\ kips \ldots\ldots ok$$

3rd) Design of weld between the bottom member and the gusset plate:

The section of the bottom member is angel (W6*12)



(Figure 4- 32:weld between gust plate and bottom member)

11 /2.54= 4.33 in

$$Ru = \ \overline{(Rv+Ry)^2 * (Rh+RX)^2}$$

$$Rv = \frac{Py}{L} = 0$$

$$Rh = \frac{Px}{L} = \frac{20.662}{14.76 * 2} = 0.7\ kip/in$$

$$Ip = 2 * \frac{14.76^2}{12} = 535.93\ \text{in}^3$$

$$Rx = \frac{M * Y}{Ip} = 0 \ldots . y = 0$$

$$Ry = \frac{M * x}{Ip} = \frac{20.662 \ * (\ \frac{4.33}{2}}{535.93} = 0.1$$

$$Ru = \ \overline{(0+0.1)^2 + (0.7+0)^2} = 0.71\ kip/in$$

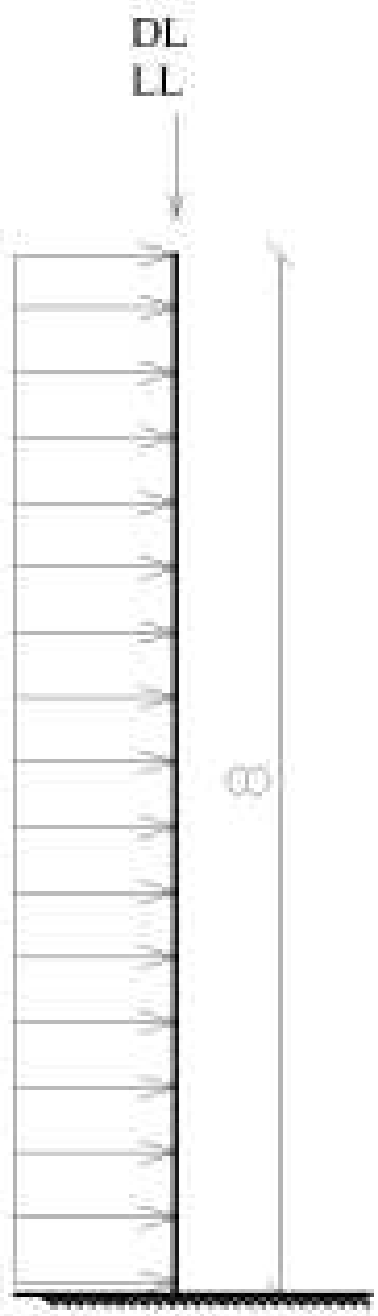
$$\text{Ø} * Rnw = Ru$$

0.75*(0.707a)*0.6*70=0.71……a=0.032 in

$$Take\ a = \frac{2}{16} in$$

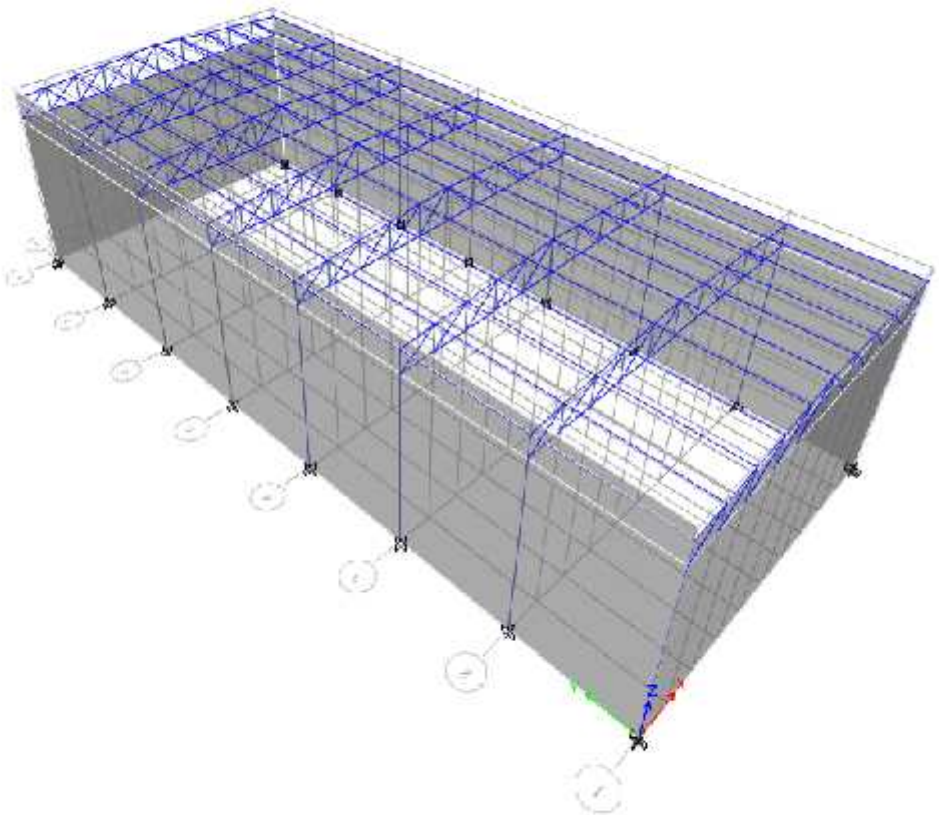
(4.5.2) Pos./CS/: Design of Steel Truss Column.

4-5-2-1 System and Loading:



(Figure 4- 33: Steel truss Column System)

ETABS 3D Analysis :

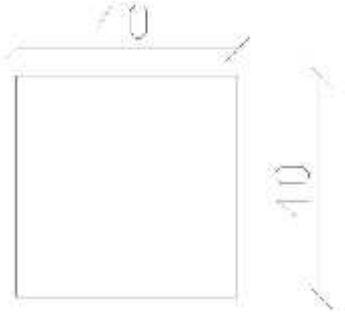


(Figure 4- 34:Etabs Model)

4-5-2-2 Section:

we choose square section for this column and its dimension is 40*40 cm

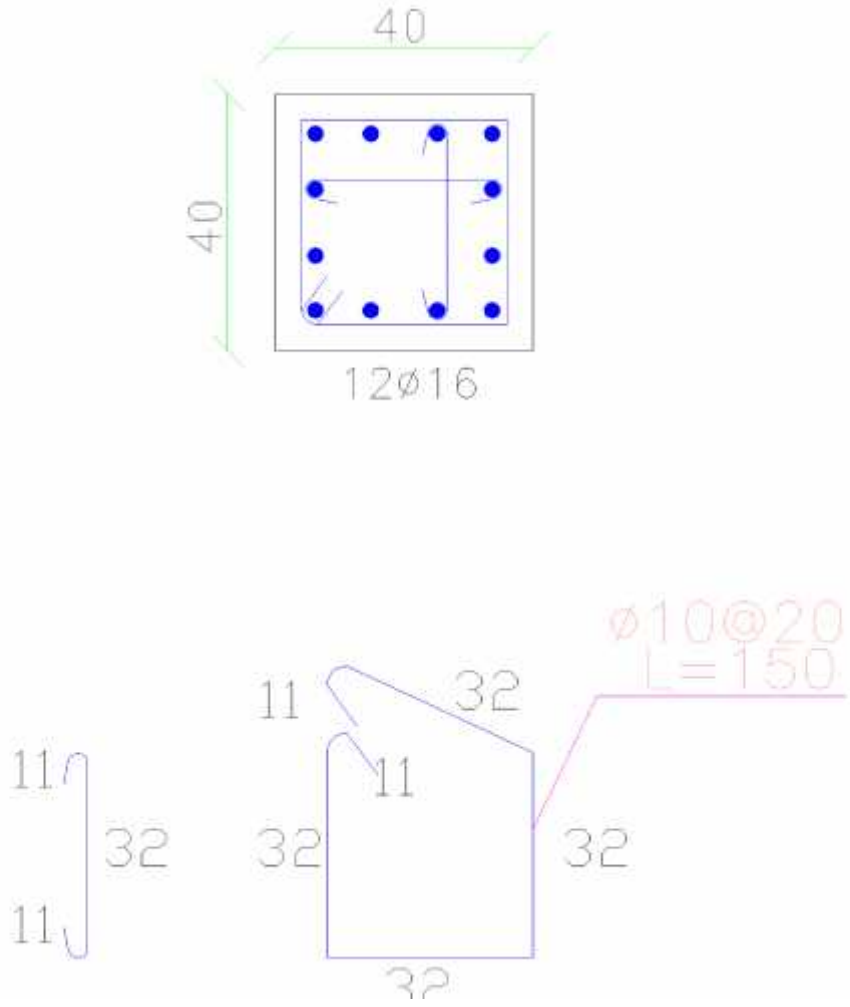
.



4-5-2-3 Design:

By using ETABS program design we define the section and enter the load and get the design.

We use 12 Ø16 .



(Figure 4- 35:Steel Truss Column Design)

(4.5.3) Pos./F/: Design of Foundation.

4-5-3-1 materials:

$f_C' = 24MPa$

$fy = 420MPa$

4-5-3-2 loading:

-vertical load from truss:

Pu=150KN

-Lateral load (wind load):

Wind load=2.04kn/m

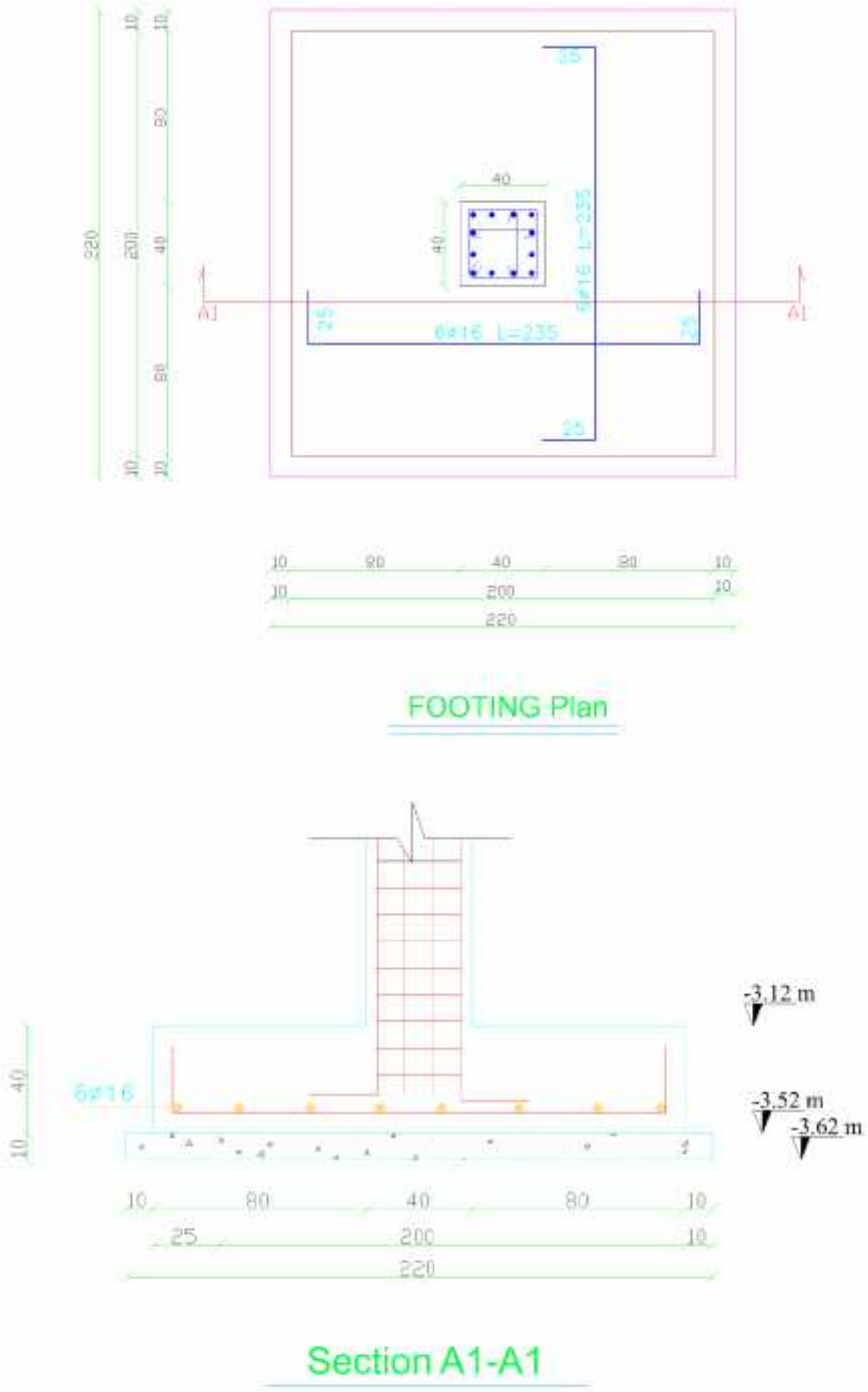
The value of moment from wind load :

$P_{W.L}$ =5.1*0.8*0.5=2.04KN/m at the column

M=2.04*8*4=65.3 kN.m

4-5-3-3 Design:

By using Atir program design we define the section and enter the load and get the design.



(Figure 4- 36:Steel foundation)