

بسم الله الرحمن الرحيم
جامعة بوليتكنيك فلسطين



كلية الهندسة والتكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمدرسه خضراء في مدينة الخليل

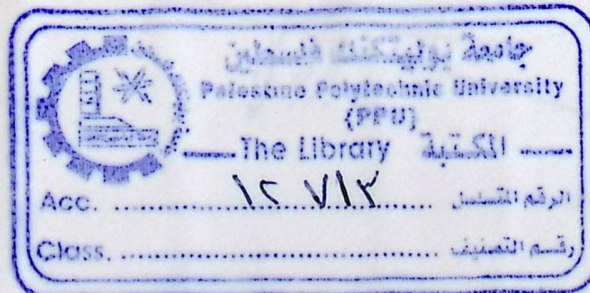
فريق العمل

حكم الناظر عبد الجواد ادعيس يزيد أبو هيكل

إشراف

م.سفيان الترك

الخليل - فلسطين



جامعة بوليتيكنك فلسطين
الخليل-فلسطين
كلية الهندسة و التكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع
التصميم الإنشائي لمدرسه خضراء في مدينة الخليل

أسماء الطلبة
حكم الناظر عبد الجواد ادعيس يزيد أبو هيكل

بناء على نظام كلية الهندسة والتكنولوجيا وإشراف ومتابعة المشرف المباشر على المشروع وموافقة أعضاء اللجنة الممتحنة تم تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية و المعمارية وذلك للوفاء بمتطلبات درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني.

توقيع المشرف
Sufian Alburk

توقيع اللجنة الممتحنة

توقيع رئيس الدائرة

.....



الإهداء

إلى من كلله الله بالهيبة والوقار .. إلى من علمني العطاء بدون انتظار .. إلى من أحمل
أسمه بكل افتخار .. أرجو من الله أن يمد في عمرك لتري ثماراً قد حان قطافها بعد طول
انتظار وستبقى كلماتك نجوم أهتدي بها اليوم وفي الغد وإلى الأبد..

(والدي العزيز)

إلى ملاكي في الحياة .. إلى معنى الحب وإلى معنى الحنان والتفاني .. إلى بسمه الحياة
وسر الوجود

إلى من كان دعائها سر نجاحي وحنانها بلسم جراحي إلى أغلى الحبايب
(أمي الحبيبة)

إلى من بهن أكبر وعليهن أعتمد .. إلى شمعات متقدة تنير ظلمة حياتي..
إلى من بوجودهن أكتسب قوة ومحبة لا حدود لها..

إلى من عرفت معهن معنى الحياة

(أخواتي العزيزات)

إلى أخوتي ورفقاء دربي... هذه الحياة بدونكم لاشيء... معكم أكون أنا... وبدونكم أكون
مثل أي شيء... في نهاية مشواري أريد أن أشكركم على مواقفكم النبيلة التي تطلعت

لنجاحي بنظرات الأمل

(أخوتي الأحباء) .

إلى جميع الأصدقاء....

الشكر والتقدير

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

نتقدم بجزيل الشكر والامتنان

إلى جامعتنا العزيزة ...جامعة بوليتكنيك فلسطين .

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

إلى دائرة الهندسة المدنية والمعماريةبطاقتها التدريسي و الادراي.

إلى المشرف على هذا البحث الأستاذسفيان الترك.

إلى كل من ساهم في انجاز هذا البحث المتواضع .

فريق العمل

التصميم الإنشائي لمدرسه خضراء في مدينة الخليل

فريق العمل:

حكم الناظر عبد الجواد ادعيس يزيد أبو هيكل

جامعة بوليتكنك فلسطين - ٢٠١٢م

إشراف:

م.سفيان الترك

ملخص المشروع

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لأحدى المدارس في مدينة الخليل والمقترح بناؤها على أرض في منطقة بئر حرم الرامة - مدينة الخليل بحيث يشمل المشروع تصميم كافة التفاصيل الإنشائية اللازمة.

المشروع عبارة عن مدرسة خضراء تتكون من ثلاثة طوابق متعددة الاستخدام، فالطابق الأرضي يحتوي على غرف صفية ومكاتب ومختبرات أما الطوابق الأولى والثانية فيحتويان على مكاتب للعاملين في المدرسة ومكتب المدير وقاعات للاجتماعات بالإضافة إلى قاعات صفية أيضاً، ونتيجة لكبر حجم المدرسة ووجود تنوع في شكلها فسيتم استخدام أنواع مختلفة من العناصر الإنشائية مثل تنوع العقدات في المبنى واستخدام الجسور المتدلية حتى تحمل الأحمال في المسافات البعيدة بين الأعمدة والتي ستستخدم في المبنى لتجنب تعطيل الحركة، إضافة لوجود صالة رياضية تحتاج إلى تصميم حتى يتم اخراج المبنى حسب ما هو مصمم معمارياً .

سيتم التصميم - إن شاء الله - بناءاً على متطلبات كود الخرسانة الأمريكي (ACI_318) وستتم الاستعانة ببعض برامج التصميم الإنشائي مثل Autocad2007, Staad Pro, Office2007, Safe, Etabs, Atir وغيرها ومن الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الاردني لتحديد الأحمال الحية وسيتم الاطلاع على بعض مشاريع التخرج السابقة، و سيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد و تحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر و إعداد المخططات التنفيذية لجميع العناصر الإنشائية التي تكون الهياكل الإنشائية للمبنى.

والله ولي التوفيق

Structural Design of Green School In Hebron

WORKING TEAM:

Abed Al Jawwad Ideis

Hakam Al.Nazer

Yazeed Abu Haikal

Palestine Polytechnic University -2012

SUPERVISOR:

Eng .Sufian Alturk

Project Abstract

The main aim of this project is to prepare detailed structural planes and shop drawings For all structural elements. The project is a three stories Green School in Hebron city.

The building has a unique architectural design. Functional , Aesthetic , and Practical use is considered in the building design.

Miscellaneous structural elements will be used accommodated with the architectural functional purposes of the building.

Autocade , Staad pro , Safe and Etabs software are used for the structural analysis and design process.

The ACI_318 , UBC , and the Jordanians code are used For the structural design.

List of Abbreviations

- A_c = area of concrete section resisting shear transfer.
- A_s = area of non-prestressed tension reinforcement.
- A_s = area of non-prestressed compression reinforcement.
- A_g = gross area of section.
- A_v = area of shear reinforcement within a distance (S).
- A_t = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- b = width of compression face of member.
- b_w = web width, or diameter of circular section.
- C_c = compression resultant of concrete section.
- C_s = compression resultant of compression steel.
- DL = dead loads.
- d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- E_c = modulus of elasticity of concrete.
- f_c' = compression strength of concrete .
- f_y = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- h = overall thickness of member.
- L_n = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- LL = live loads.
- L_w = length of wall.
- M = bending moment.
- M_u = factored moment at section.
- M_n = nominal moment.
- P_n = nominal axial load.
- P_u = factored axial load
- S = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- V_c = nominal shear strength provided by concrete.
- V_n = nominal shear stress.

- V_s = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- V_u = factored shear force at section.
- W_c = weight of concrete. (Kg/m^3).
- W = width of beam or rib.
- W_u = factored load per unit area.
- Φ = strength reduction factor.
- ϵ_c = compression strain of concrete = 0.003mm/mm .
- ϵ_s = strain of tension steel.
- ϵ'_s = strain of compression steel.
- ρ = ratio of steel area .

Table of Contents

الفهرس

الصفحة	الموضوع	الرقم
I	صفحة تقرير المشروع	*
III	صفحة شهادة تقييم المشروع	*
IV	صفحة الإهداء	*
V	صفحة الشكر والتقدير	*
VI	صفحة الملخص باللغة العربية	*
VII	صفحة الملخص باللغة الانجليزية	*
VIII	List of Abbreviations	*
X	الفهرس	*
XIII	فهرس الجداول	*
XIII	فهرس الأشكال	*
الفصل الأول: المقدمة		
٢	مقدمة عامة	١.١
٢	نظرة عامة	١.٢
٣	أهداف المشروع	١.٣
٣	مشكلة المشروع	١.٤
٣	حدود مشكلة المشروع	١.٥
٣	المسلمات	١.٦
٤	فصول المشروع	١.٧
٤	اجراءات المشروع	١.٨
الفصل الثاني: الوصف المعماري للمشروع		
٦	مقدمة	٢.١
٦	لمحة عامة عن المشروع	٢.٢

٧	موقع المشروع	٢.٣
١٠	وصف المساقط الأفقية للمبنى	٢.٤
١٤	وصف الواجهات	٢.٥
١٧	وصف الحركة	٢.٦
الفصل الثالث: الوصف الإنشائي		
١٩	مقدمة	٣.١
١٩	هدف التصميم الإنشائي	٣.٢
٢٠	الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى	٣.٣
٢٠	الأحمال	٣.٣.١
٢٠	الاحمال الميتة	٣.٣.٢
٢١	الاحمال الحية	٣.٣.٣
٢١	الاحمال البيئية	٣.٣.٤
٢١	الرياح	٣.٣.٤.١
٢٣	الثوج	٣.٣.٤.٢
٢٤	الزلازل	٣.٣.٤.٣
٢٥	الاختبارات العملية	٣.٤
٢٥	العناصر الإنشائية المكونة للمبنى	٣.٥
٢٦	العقدات	٣.٥.١
٢٦	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٣.٥.١.١
٢٧	عقدات العصب ذات الاتجاهين	٣.٥.١.٢
٢٧	العقدات المصممة ذات الاتجاه الواحد	٣.٥.١.٣
٢٨	الجسور	٣.٥.٢
٢٨	الاعمدة	٣.٥.٣
٢٩	الجدران الحاملة (جدران القص)	٣.٥.٤
٣٠	الاساسات	٣.٥.٥
٣١	الادراج	٣.٥.٦
٣٢	فواصل التمدد	٣.٦

Structural Analysis and Design : الفصل الرابع		
٣٤	Introduction.	4 -1
٣٤	Determination of Slab Thickness	4 -2
٣٥	Determination of Factored Load	4 -3
٣٦	Design of Topping	4 -4
٣٧	Design of Rib(1)	4-5
46	Design of Two Way Ribbed Slab	4 -6
50	Design of Beam (16)	4-7
58	Design of Two Way Solid Slab	4-8
64	Design of Long Column (C61)	4-9
69	Design of Stairs 1	4-10
74	Design of Stairs 2	4-11
81	Design of Shear Wall	4-12
84	Design of Isolated Footing (F6)	4-13
91	Design of Strip Footing no (20)	4-14
94	Design of Mat Foundation	4-15
99	Design of Steel	4-16
121	Design of Truss Column	4-17
123	Design of Footing Under Truss Column	4-18
الفصل الخامس: النتائج والتوصيات		
١٢٥	المقدمة	٥.١
١٢٥	النتائج	٥.٢
١٢٦	التوصيات	٥.٣

فهرس الجداول

الصفحة	اسم الجدول	الرقم
٢٠	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	١-٣
٢١	الأحمال الحية	٢-٣
٢٢	سرعة وضغط الرياح اعتمادا على الكود الالمانى	٣-٣
٢٤	قيمة احمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	٤-٣
102	Value Of The Chosen duct	١-٤

فهرس الأشكال

الصفحة	الشكل	الرقم
٧	صورة جوية للارض	١-٢
٨	الشوارع المحيطة بالارض	٢-٢
٩	الموقع العام	٣-٢
٩	صورة توضح حركة الشمس والرياح	٤-٢
١٠	مسقط الطابق الارضى	٥-٢
١٢	مسقط الطابق الاول	٦-٢
١٣	مسقط الطابق الثانى	٧-٢
١٤	الواجهتان الشمالية والغربية	٨-٢
١٥	الواجهتان الجنوبية والشرقية	٩-٢
١٧	قطاعات الدرج في عدة اماكن في المبنى	١٠-٢
٢٣	تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به	١-٣
٢٥	بعض العناصر الإنشائية في المبنى	٢-٣
٢٦	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٣-٣
٢٧	عقدات العصب ذات الاتجاهين	٤-٣
٢٧	العقدات المصممة ذات الاتجاه الواحد	٥-٣
٢٨	اشكال الجسور المدلاة والمسحورة	٦-٣

٢٨	أحد أشكال الأعمدة	٧-٣
٢٩	جدران القص	٨-٣
٣٠	الأساس المنفرد	٩-٣
٣١	الدرج	١٠-٣
٣٢	فواصل التمدد بالمبنى	١١-٣

List of Figures

Page	Figure	No.
34	Ground Floor Slab	4-1
37	Rib 1 Geometry	4-2
37	Rib Section	4-3
38	Loading Of Rib 1	4-4
38	Moment Envelop Of Rib 1	4-5
38	Shear Envelop Of Rib 1	4-6
٤٧	Two Way Ribbed slab (rib distribution)	4-7
٤٧	Two Way Ribbed slab (rib reinforcement)	4-8
48	Section In Two Way ribbed Slab	4-9
50	Beam 16 Geometry	4-10
50	Loading Of Beam 16	4-11
51	Moment Envelop For Beam 16	4-12
51	Shear Envelop For Beam 16	4-13
٦٨	Section Of Column C61	4-14
70	Shear Envelope For Stair 1	4-15
71	Moment Envelope For Stair 1	4-16
76	Loading On Stairs 2	4-17
76	Shear Envelope For Stair 2	4-18
77	Moment Envelope For Stair 2	4-19
79	Top and Side View For Landing	4-20
81	Shear and Moment Diagram	4-21
90	Top View And Section Of Footing	4-22
93	Strip Footing Detail	4-23
94	Mat Footing	4-24
94	Shear In X direction	4-25
95	Shear In Y direction	4-26
96	Moment In X direction	4-27

96	Moment In Y direction	4-28
98	Plan And Section For Mat Foundation	4-29
99	Pratt Truss	4-30
100	Types Of Truss	4-31
100	Plan Of Truss System In The Sport Hall	4-32
101	Cross Section Of The Materials Over Purlins	4-33
101	Cross Section Of The Duct Shows Its Entire Dimension	4-34
121	Fixed Free Column	4-35
122	Section In Truss Column	4-36
124	Section In Footing Under Truss Column	4-37

الفصل الأول

المقدمة

١

-
- ١.١ المقدمة.
 - ١.٢ نظرة عامة عن المشروع.
 - ١.٣ أهداف المشروع.
 - ١.٤ مشكلة المشروع.
 - ١.٥ حدود مشكلة المشروع.
 - ١.٦ المسلمات.
 - ١.٧ فصول المشروع.
 - ١.٨ إجراءات المشروع.

١.١ المقدمة

بدأت حياة الإنسان في القدم كحياة بسيطة و يسيرة بكافة ملامحها و أشكالها، حيث كان الإنسان يحصل على ما يريد من البيئة المحيطة إما بالصدفة، أو عن طريق التسلسل لوصوله إلى مبتغاه ، إذ انه اتخذ من الكهوف بيوتا ، ومن أوراق الأشجار و جلد الحيوان ثيابا ، ومن الشعلة ضوءا يستنير به من الظلام وكان الإنسان القديم في صراع دائم مع الحياة وما فيها من معوقات ومستجدات.

بعد هذه الحياة البسيطة التي مر فيها الإنسان، أخذت حياته بالرقى و التطور شيئا فشيئا ، وذلك حسب احتياجاته الضرورية في كافة مظاهر الحياة وما يستجد من أمور مختلفة ، ومن أجل هذه الاحتياجات والمتطلبات سعى بدون كلل أو ملل لتحقيق كل ما يحتاج إليه للتأقلم مع ضروريات الحياة الجديدة.

وكان الإنسان منذ القدم وهو يسعى إلى التعلم والتطور من حين لآخر، و قد حظي العلم بمكانة عالية وعناية فائقة عند العرب والمسلمين منذ بزوغ شمس الإسلام، حيث كان العلم يختصر على الجلسات التعليمية في المساجد، وبعد ذلك اتسعت هذه المجالس لتتطور إلى ما يسمى القراء وهي أماكن كان يتم بناؤها ليتم مزاولة التعليم فيه وتكون مخصصة للتعلم فقط، وبعده تم بناء المدارس التي أصبحت في أيامنا هذه الأساس الذي تبنى عليه الدراسات الجامعية والعليا .

١.٢ نظرة عامة عن المشروع

المشروع عبارة عن مدرسة خضراء يتكون من ثلاثة طوابق متعددة الاستخدام ،فالطابق الأرضي يحتوي على مدرج وصالة رياضية وغرف صفية ،أما الطابق الثاني والثالث فيوجد به مختبرات وقاعات اجتماعات ومكاتب وقاعة محاضرات، ونتيجة لكبر حجم المدرسة ووجود تنوع في شكلها فسيتم استخدام أنواع مختلفة من العناصر الإنشائية مثل تنوع العقدات في المبنى واستخدام الجسور المتعدلية حتى تحمل الأحمال في المسافات البعيدة بين الأعمدة والتي ستستخدم في المبنى لتجنب تعطيل الحركة .

١.٣ أهداف المشروع

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

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

١.٤ مشكلة المشروع

يدور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية لمدرسه في مدينة الخليل ، حيث يتضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من البلاطات و الجسور والأعمدة و الأساسات بما يتلائم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر وما لا يتعارض مع التصميم المعماري..

١.٥ حدود مشكلة المشروع

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الأول والثاني من السنة الدراسية ٢٠١١-٢٠١٢ من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الأول و مشروع التخرج في الفصل الثاني.

يقع المبنى التعليمي الذي اختير لتصميم عناصره الإنشائية في مدينة الخليل.

١.٦ المسلمات

١. اعتماد الكود الأمريكي في التصميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-05) .
٢. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Safe , STAAD pro. 2008 , Atir)
٣. برامج أخرى مثل Microsoft office Word & Power Point .

١.٧ فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

- ١- الفصل الأول : يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه...
- ٢- الفصل الثاني : يشمل الوصف المعماري للمشروع.
- ٣- الفصل الثالث : يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
- ٤- الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.
- ٥- الفصل الخامس: النتائج والتوصيات.
- ٦- المصادر و المراجع .

١.٨ إجراءات المشروع

- (١) دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.
- (٢) دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.
- (٣) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.
- (٤) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.
- (٥) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.
- (٦) إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

2

2.1 مقدمة.

2.2 لمحة عن المشروع.

2.3 موقع المشروع.

2.4 وصف المساقط الأفقية للمبنى.

2.5 وصف الواجهات.

2.6 وصف الحركة.

2.1 مقدمة

إن الوصف المعماري لأي مبنى حاجة ماسة لنجاحه إذ يساعد في فهم وتحليل كافة الوظائف والفعاليات والحركات داخل المبنى حسب اختلاف نوعه والحاجة التي أنشأ لأجلها . ومن أهم ميزات المباني التعليمية توفير الراحة النفسية لدى الطلاب بالإضافة إلى توفير عدد من الخدمات الرئيسية مثل توفير القاعات الدراسية ومختبرات الحاسوب ذات المساحات الكافية والخالية من الأعمدة الداخلية في منتصف الفراغ الإنشائي وهي بحاجة إلى توفير التهوية والإضاءة المناسبة .

لأداء أي عمل لا بد أن يتم بمراحل عدة حتى يتم انجازه على أكمل وجه . وكذلك لإقامة أي بناء لا بد أن يتم تصميمه على ناحيتين (الناحية المعمارية والناحية الإنشائية) ويبدأ ذلك بالتصميم المعماري الذي يحدد شكل المنشأ ، ويأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة إذ يجري التوزيع الأولي لمرافقه بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة ويتم في هذه العملية دراسة الإنارة والعزل والتهوية والتنقل والحركة وغيرها من المتطلبات الوظيفية .

وبعد الانتهاء من عملية التصميم المعماري تبدأ عملية التصميم الإنشائي والتي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها ، وذلك اعتماداً على الأحمال المختلفة التي تتعرض لها هذه العناصر التي تقوم بدورها بنقل الأحمال إلى الأساسات التي تنقل الأحمال بشكل كامل إلى التربة .

2.2 لمحة عن المشروع

تتلخص فكرة المشروع في إنشاء مدرسة خضراء "صديقة للبيئة" توفر العديد من الحلول المبتكرة التي تحافظ على البيئة الطبيعية ، وتوفر جوً صحي للتعليم ، بحيث تكون مدرسة ذات شخصية معمارية متميزة و نموذج مقترح لتصميم المدارس البيئية في المستقبل ، وحجر الأساس لبناء مجتمع أخضر بحيث تكون هذه المدرسة لبنة البناء الأولى ونقطة الانطلاق نحو مجتمع يحافظ ويرعى البيئة ويحفظ حقوق الاجيال القادمة

و هذا المشروع من إعداد الطالب علاء سلامة ، بإشراف المهندسة شيرين القاضي .

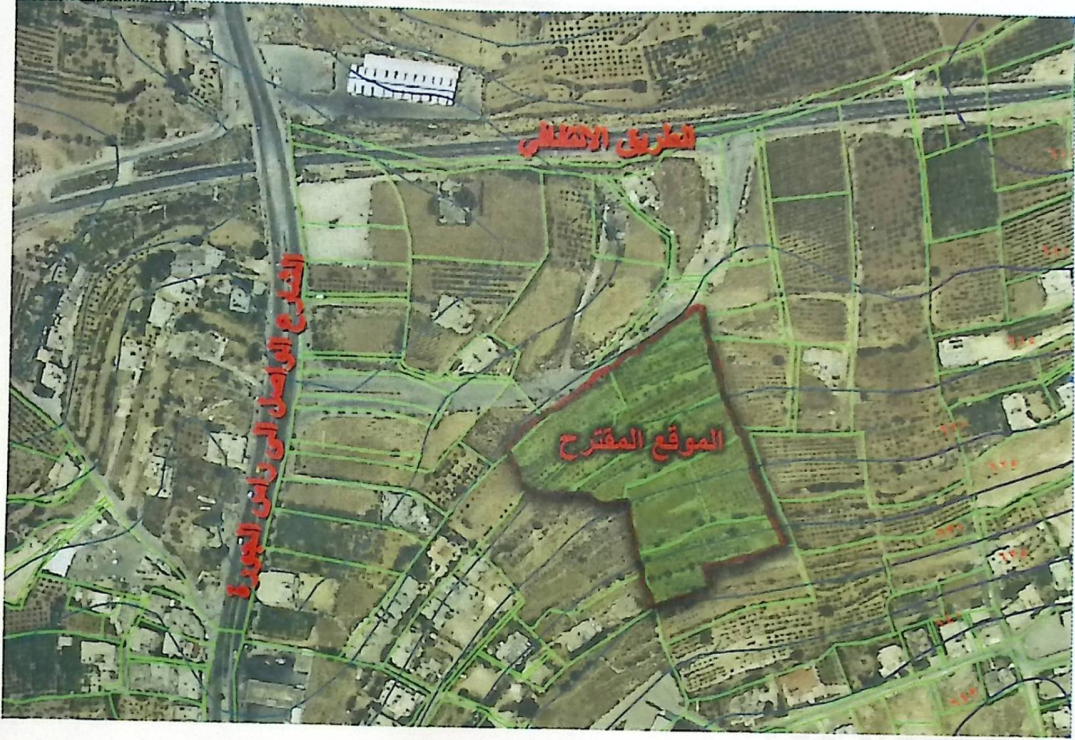
2.3 موقع المشروع

يقع الموقع المقترح في فلسطين ، على أراضي مدينة الخليل، في منطقة " بئر حرم الرامة - جورة بخلص " الواقعة إلى الشمال من مدينة الخليل. وتقع قطعة الأرض على جانب الشارع الواصل إلى راس الجورة والذي يصلها بالشارع الالتفافي. وتبلغ مساحة الموقع المقترح 20 دونم تقريبا .



شكل (1-2): صورة جوية للموقع .

ويتم الوصول إلى الموقع المقترح عن طريق شارع فرعي يتفرع من الشارع المؤدي إلى راس الجورة، ويطل الموقع على الشارع الالتفافي وأراضي "واد قبون" في مدينة حلحول.



شكل (2-2): الشوارع المحيطة بالأرض .

2.3.1 أهمية الموقع

- الموقع ذو علاقة متميزة، فهو يقع على جبل مطل على مدخل مدينة الخليل ، يعطوه فندق الميزان.
- إمكانية التوسع المستقبلي للمشروع في الموقع .
- البنية التحتية لمحيط الموقع جيدة. حيث تتوفر خدمات الكهرباء والماء وخدمات الصرف الصحي. والطريق الواصل إلى الموقع معبد وملئم.
- يتميز الموقع بالهدوء، فالموقع داخل منطقة سكنية ولا يوجد في محيطه مصانع سوا مصنع الكوكا كولا.
- للموقع إطلالة مميزة على الجبال المحيطة وكروم العنب .

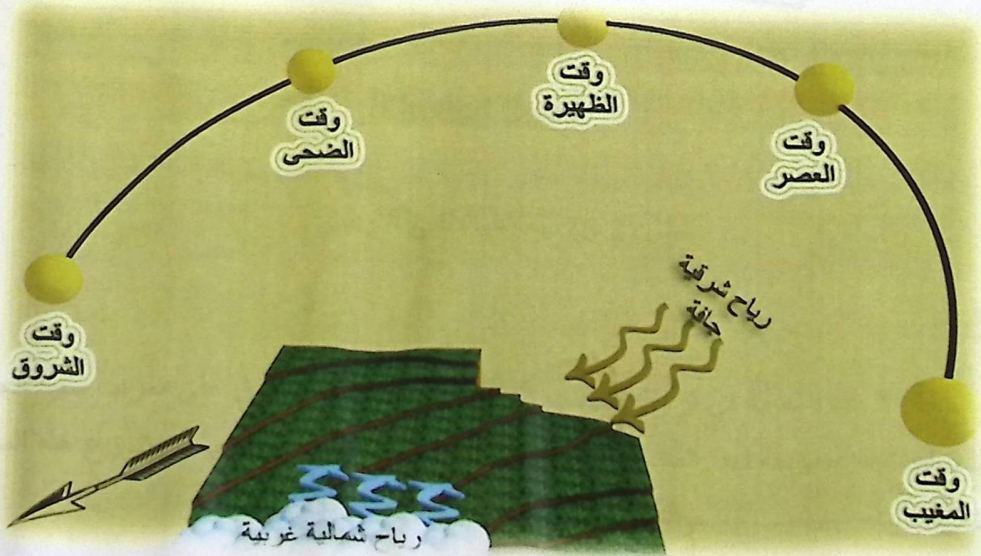


site plan

شكل (2-3): صورة للموقع العام .

2.3.2 حركة الشمس و الرياح

تعتبر دراسة حركة الرياح و الشمس من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فيجب معرفة تأثير كل منها على المبنى ليتسنى تقسيمه إلى فراغات تتناسب و توجيهه المناخي ليؤدي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإضاءة الطبيعية.



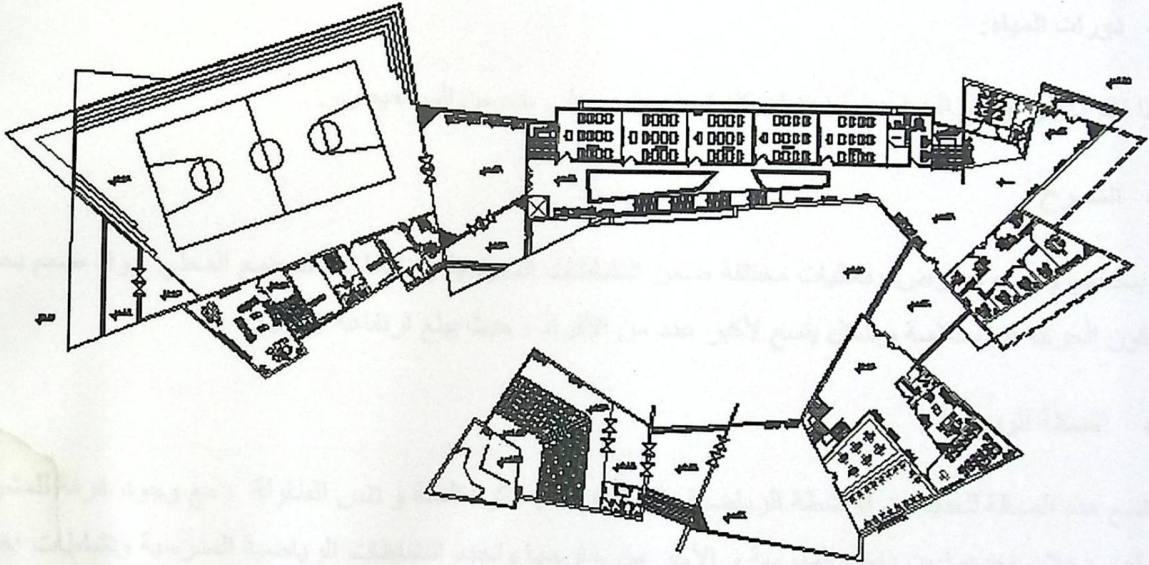
شكل (2-4): صورة توضح حركة الشمس و الرياح .

2.4 وصف المساقط الأفقية للمبنى

تتميز المدرسة بوجود 3 مداخل رئيسية ، المدخل الرئيسي للمدرسة وهو خاص بطلاب المدرسة للدخول إلى القاعات الدراسية ، ومدخل مشترك للمسرح والمكتبة العامة ومدخل الصالة الرياضية بحيث أن هذه المداخل تخدم المدرسة في الفترة الصباحية و تخدم أفراد المجتمع المحلي في الفترة المسائية

ويتكون المشروع من ثلاثة طوابق وهي :

2.4.1 الطابق الأرضي :



Ground floor

شكل (2-5): مسقط الطابق الأرضي .

توزيع الفراغات

الداخل لهذا الطابق لا يجد صعوبة في قراءته فالتقسيم الفراغي الذي يتضمنه يشتمل على ممرات سهلة الحركة تتميز بطولها. وتبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق (4018) م² ، الطابق مختلف المناسيب ، وتتنوع هذه المساحة على الفراغات التالية:

• المكتبة:

حيث تتضمن المكتبة قاعة قراءة كبيرة بالإضافة الى قاعة قراءة خاصة تتضمن عدة اجهزة حاسوب ، حيث تخدم هذه المكتبة طلاب المدرسة وافراد المجتمع المحلي .

• قاعات المحاضرات:

يحتوي هذا الطابق على 5 قاعات صفية تتسع ل 25 طالب تقريبا .

• مكاتب المدرسين:

يحتوي هذا الطابق على 8 مكاتب للمدرسين.

• دورات المياه:

إذا نظرنا إلى توزيع المراحيض نجد ان كل قسم يحتوي على عدد من المراحيض .

• المسرح :

ويستخدم لإجراء معارض وفعاليات مختلفة ضمن النشاطات المدرسية و نشاطات المجتمع المحلي ، وقد صمم بحيث تكون الحركة فيه بسلاسة وبشكل يتسع لأكثر عدد من الأفراد ، حيث يبلغ ارتفاعه 8.25م.

• الصالة الرياضية :

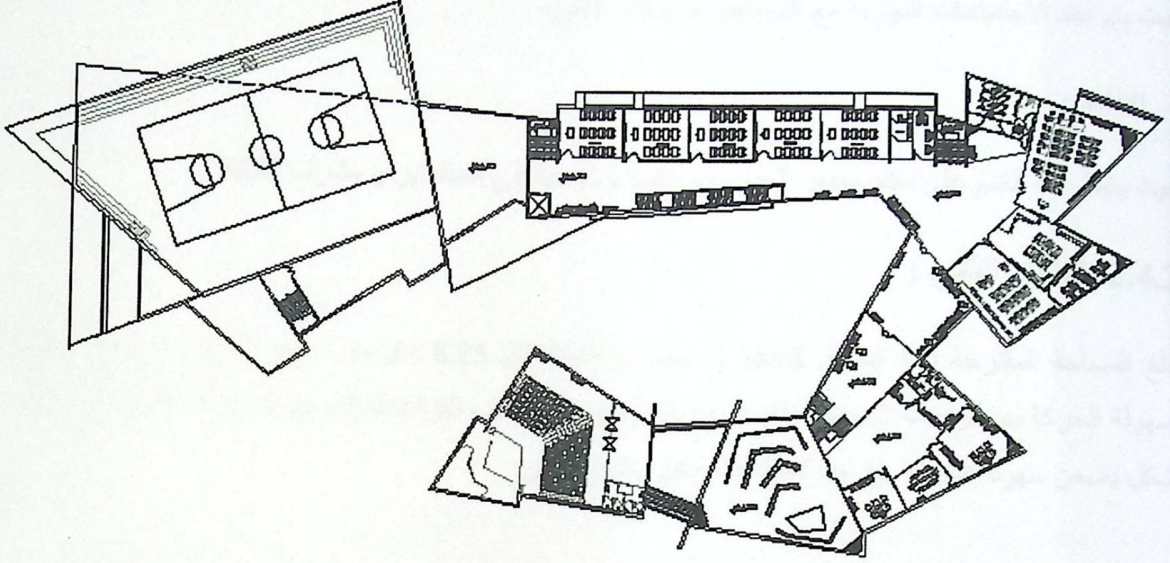
تتسع هذه الصالة للعديد من الأنشطة الرياضية مثل كرة القدم ، كرة السلة و تنس الطاولة ، مع وجود غرفة للمشرف ولها مدخلان احدهما من داخل المدرسة و الآخر من خارجها وتخدم النشاطات الرياضية المدرسية ونشاطات اخرى ينظمها افراد المجتمع المحلي .

• الكافتيريا:

تحتوي الكافتيريا على مطبخ صغير وآخر كبير وعلى مخزن و يمكن الوصول لها من عدة اماكن .

2.4.2 الطابق الأول :

يتم الوصول إلى هذا الطابق عن طريق عدة ادراج مختلفة في الشكل والتصميم ، ومصاعد كهربائية ، بحيث توجد في اكثر من موقع وهدفها تسهيل حركة الطلاب والعاملين.



First Floor

شكل (2-6): مسقط الطابق الأول.

تبلغ مساحة هذا الطابق 4140م² ذات منسوب 4,35 متر من سطح الأرض ، ويمتاز كسابقه بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلا عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل الآتي:

• قاعات المحاضرات:

يحتوي هذا الطابق على 5 قاعات صفية تتسع ل 25 طالب تقريبا .

• المختبرات :

يحتوي هذا الطابق على 3 مختبرات ذات مساحات مناسبة وموقع مناسب .

• مكاتب المدرسين

ويتكون من مكتب يضم عدد كبير من المدرسين .

• دورات المياه:

يوجد مراحيض خاصة بالطلاب وكذلك بالمدرسين .

• قاعة اجتماعات :

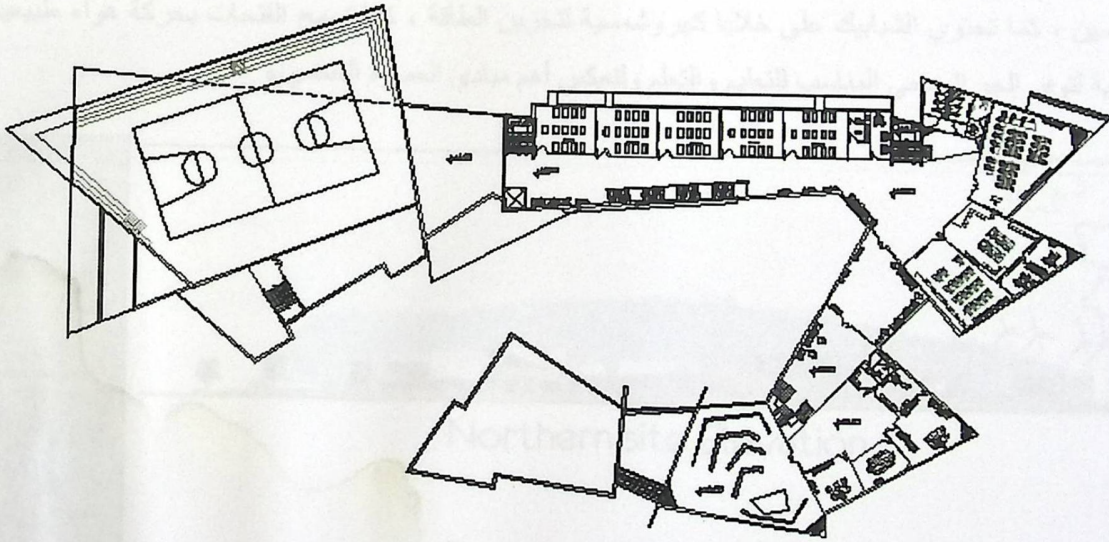
حيث يتم عقد الاجتماعات الدورية مع الموظفين و أولياء الأمور.

• الإدارة :

حيث يشمل هذا القسم على مكتب مدير المدرسة و نائبه بالإضافة الى السكرتير و مشرف الطلبة .

2.4.3 الطابق الثاني :

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق 3818 م² منسوب هذا الطابق 8.25 متر من سطح الأرض ، ويمتاز كسابقه بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلا عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل الآتي:



Second Ground

شكل (2-7): مسقط الطابق الثاني.

• قاعات المحاضرات :

يحتوي هذا الطابق على 5 قاعات صفية تتسع ل 25 طالب تقريبا .

• مختبرات :

يحتوي هذا الطابق على 3 مختبرات ذات مساحات مناسبة وموقع مناسب .

• دورات المياه:

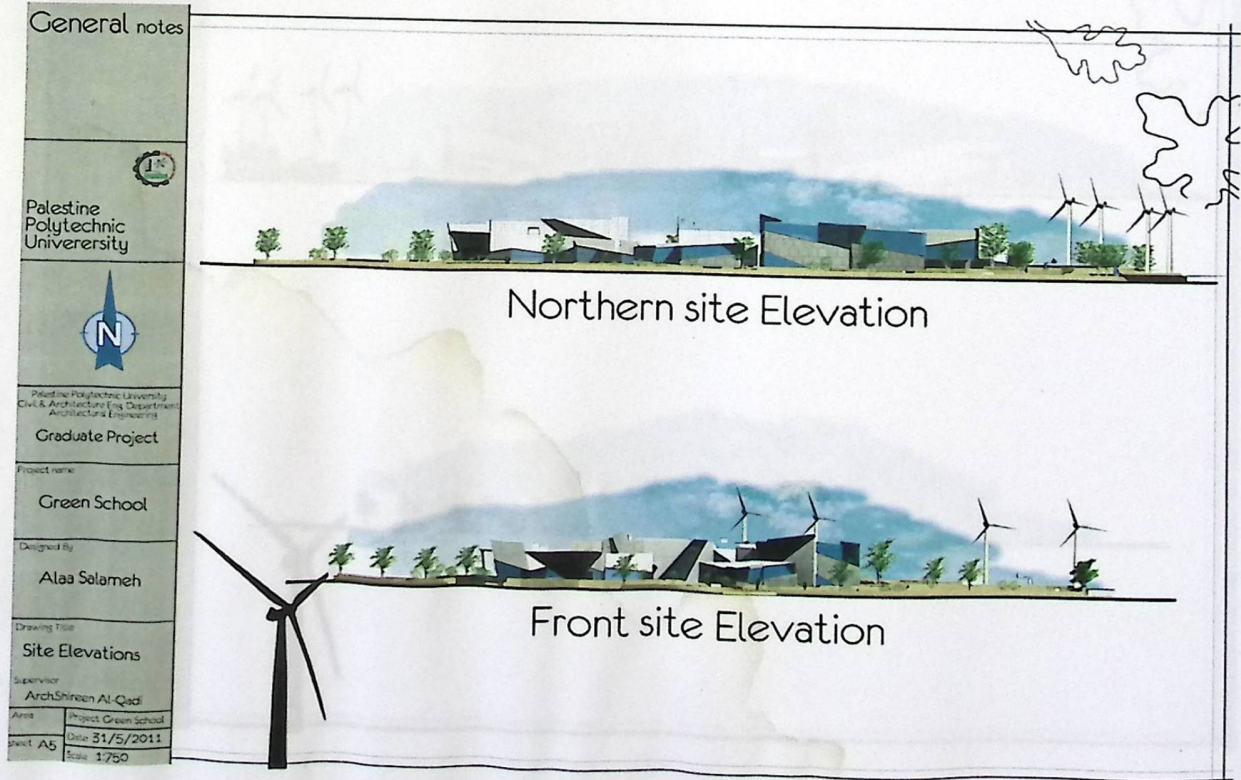
يوجد مرابض خاصة بالطلاب وكذلك بالمدرسين .

• قاعة المؤتمرات :

حيث يتم عقد محاضرات هامة وعن بعد بين المعلمين باستخدام تقنية الفيديو كونفرنس.

2.5 وصف الواجهات :

تعكس الواجهات الفكر المعماري للمشروع ، والغاية التصميمية له ، فالفتحات الزجاجية موزعة بحيث تسمح بأكثر قدر ممكن من الإضاءة الطبيعية وبالتالي عدم الحاجة للإضاءة الصناعية مما يزيد من الطاقة الإنتاجية عند الطلاب والمدرسين ، كما تحتوي الشبابيك على خلايا كهروضوئية لتخزين الطاقة ، كما تسمح الفتحات بحركة هواء طبيعية وانسيابية لتوفر الجو الصحي المناسب للتعليم والتعلم ولتعكس أهم مبادئ العمارة الخضراء ،



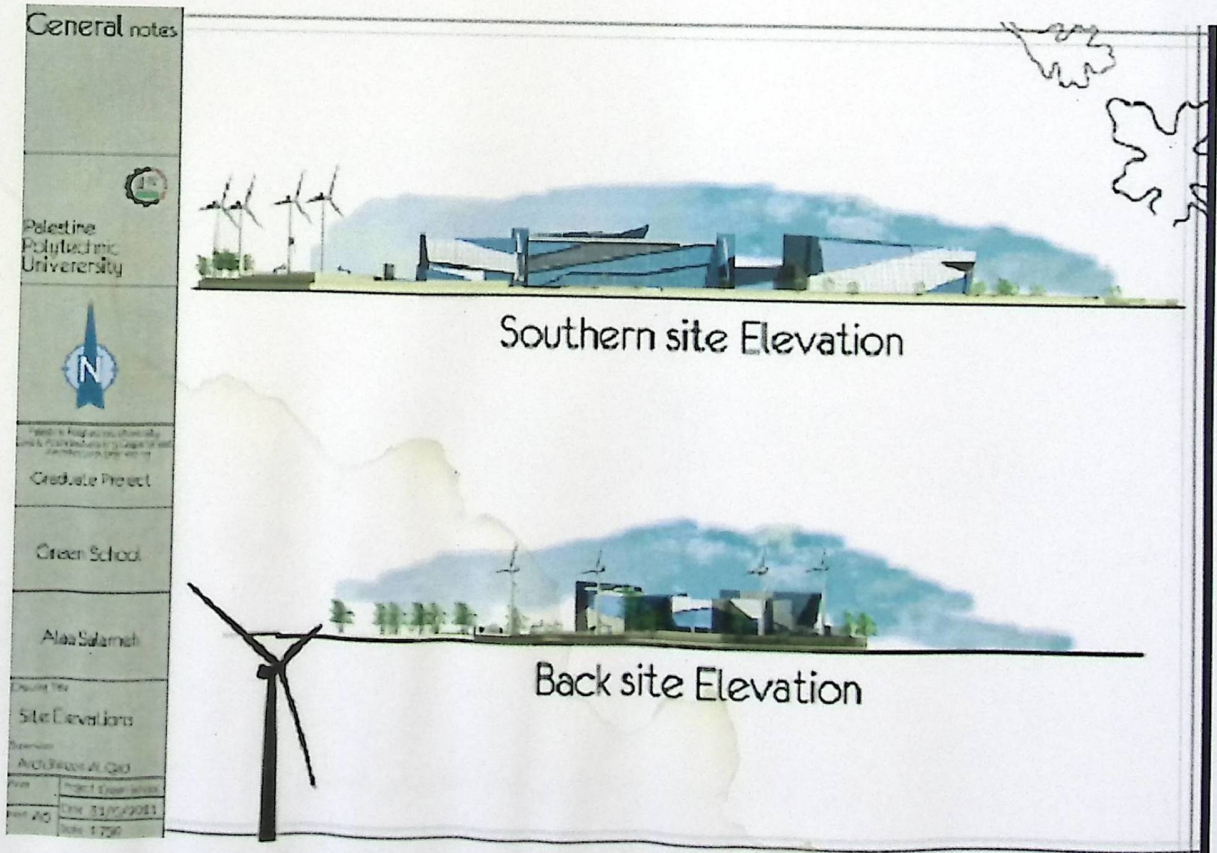
شكل (2-8): الواجهتان الشمالية والغربية.

2.5.1 الواجهة الغربية :

تعد هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية وفيها يظهر المدخل الرئيسي للفناء الداخلي للمبنى ، ويظهر في الواجهة استخدام نوعين من الحجر الطبيعي والذي يستخدم كمادة عازلة بالإضافة لخصائصه الجمالية ، وقد تم استخدام الفتحات بمساحات كبيرة وبالتوجيه المناسب لاستغلال أكبر قدر من الإضاءة الطبيعية والتهوية الطبيعية ، وقد تم التعامل مع نسب الفتحات والكتلة المصممة على النسبة الذهبية .

2.5.2 الواجهة الشمالية :

يلاحظ الناظر لهذه الواجهة اختلاف المناسيب تبعاً للوظيفة التي تؤديها . كما يظهر تداخل الكتل الأفقية والرأسية، والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلاً عن حجم وشكل الفتحات والذي يساعد على توفير أكبر قدر ممكن من الإضاءة اللازمة لكتلة المكتبة العامة بالإضافة لاستخدام نوعين من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وقطع الرتابة من جهة أخرى. كما تم استخدام البروزات التي تظهر المبنى بامتداد رأسي للتغلب على الامتداد الأفقي المنسجم مع طبيعة الأرض.



شكل (2-9): الواجهتان الجنوبية والشرقية.

2.5.3 الواجهة الشرقية :

تطل هذه الواجهة على ملاعب المدرسة وساحاتها الخضراء ، ولذلك تم استخدام مساحات زجاجية كبيرة لتوفر لمكاتب الإدارة والمدرسين أفضل إطلالة على الساحات والملاعب وتتيح لهم مراقبة كل ما يجري في الملاعب بسهولة ، وتم استخدام نوعين من الحجر الطبيعي والتي تساعد على العزل بالإضافة لإكساب المبنى صفاته الجمالية .

2.5.4 الواجهة الجنوبية :

تعد أهم واجهات المبنى والتي تساعد على توفير الطاقة اللازمة لتشغيل المبنى ، فواجهة الصفوف الدراسية تحتوي على الفتحات اللازمة لتوفير إضاءة وتهوية صحية ، ويحيط بالفتحات خلايا كهروضوئية تعمل على استغلال أكبر قدر ممكن من أشعة الشمس وتخزينها لاستعمالها وتوفير الطاقة اللازمة لتشغيل المبنى ، وتم استخدام عناصر إنشائية معدنية بالإضافة لنوعين من الحجر الطبيعي ، لتترجم الواجهة بكل جمالية فكر المصمم و مبادئ التصميم الأخضر .

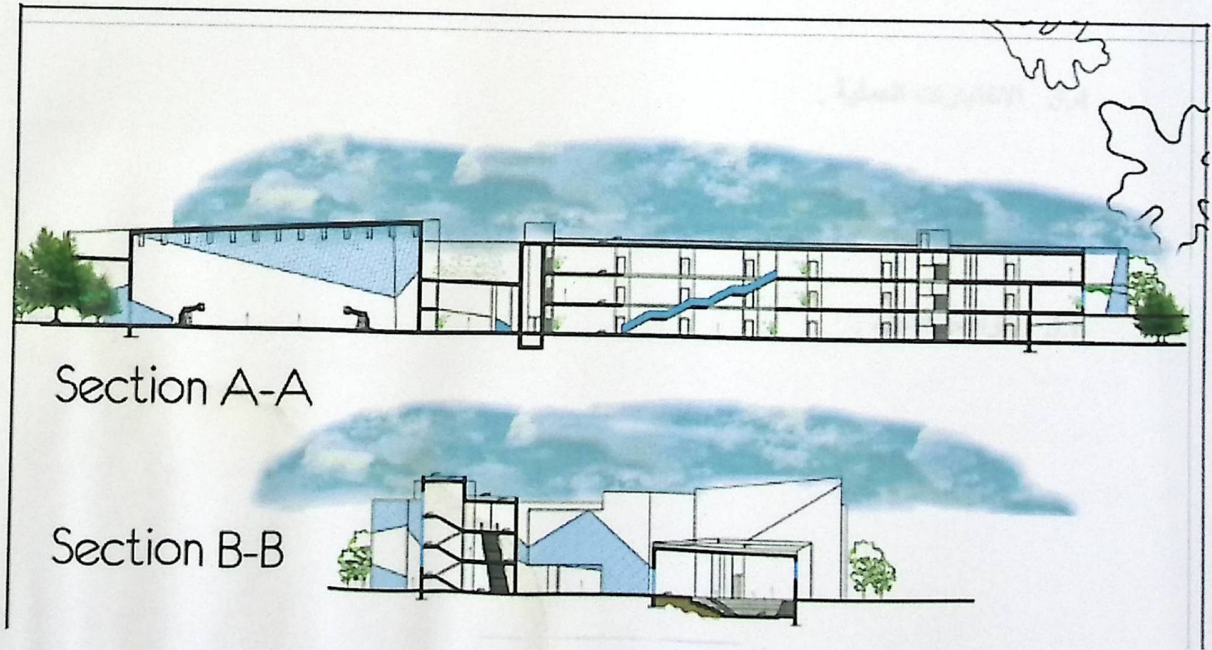


2.6 وصف الحركة:

تأخذ الحركة أشكالاً عدة سواءً من خارج المبنى باتجاه الداخل، أو الحركة داخل المدرسة نفسها؛ فالحركة من خارج المدرسة إلى داخلها تتم بشكل سلس نظراً لعدم وجود فرق كبير في المنسوب الخارجي للمبنى ومنسوبه الداخلي. إذ يمكن الدخول للمبنى من ثلاث أماكن وهذا بدوره يتيح حرية الدخول والخروج من وإلى المبنى. أما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم إلى حركة أفقية وداخل الطابق الواحد وحركة راسية ما بين الطوابق المختلفة.

فالحركة في الطابق الأرضي تأخذ شكل خطي في الممرات ولكن يوجد في هذا الطابق حركة عمودية تماشياً مع منسوب الأرض وهذا يتناسب مع وظيفة هذا الجزء كونه معد للكاتبة والمكاتب وقاعات التدريس. وكذلك الأمر بالنسبة للمدرج. وتظهر الحركة الخطية في باقي الطوابق لتتم بشكل سهل بين الفراغات المختلفة في هذه الطوابق.

وفيما يتعلق بالحركة الراسية بين الطوابق فإنها تتم من خلال الأدراج والمصاعد الكهربائية حيث تأخذ أماكن متعددة في المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الراسية بينها. وهذا ما يوضحه الشكل (2-10).



شكل (2-10): قطاعات الدرج في عدة أماكن في المبنى.

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

3

3.1 المقدمة .

3.2 هدف التصميم الإنشائي .

3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى .

3.4 الاختبارات العملية .

3.5 العناصر الإنشائية .

3.6 فواصل التمدد .

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

3

3.1 المقدمة .

3.2 هدف التصميم الإنشائي .

3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى .

3.4 الاختبارات العملية .

3.5 العناصر الإنشائية .

3.6 فواصل التمدد .

3.1 مقدمة

بعد دراسة المشروع من الناحية المعمارية لابد من الانتقال للجانب الإنشائي لدراسة العناصر الإنشائية ووصفها وصفاً دقيقاً، 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 آمناً، ونحافظ على التصاميم المعمارية.

3.2 هدف التصميم الإنشائي

يهدف التصميم الإنشائي بشكل أساسي الى إنتاج منشأ متقن ومتزن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال مينة وحية وأيضا أحمال بيئية من تأثير الزلازل و الرياح و الثلوج. وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

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

3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى

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

3.3.1 الأحمال

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

3.3.2 الأحمال الميتة

هي أحمال تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية و التجهيزات الثابتة فهي أحمال تلازم المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والإتجاه. وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الجدول (1-3) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m ³)
1	البلاط	22
2	المونة	23
3	الخرسانة المسلحة	25
4	الطوب	9
5	القضارة	23
6	الرمل	17

3.3.3 الأحمال الحية

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

1. أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.
2. الأحمال الديناميكية، كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة .
3. الأحمال الساكنة، والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر، كآثاث البيوت ، والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة، والمواد المخزنة و الأثاث والأجهزة والمعدات، والجدول (2-3) يبين قيمة الأحمال الحية اعتمادا على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني.

الجدول (2-3) الأحمال الحية

الحمل الحي (KN/m ²)	طبيعة الاستخدام	الرقم المتسلسل
5.0	المدارس (قاعات وممرات)	1
2.5	المدارس (السطح)	2

3.3.4 الأحمال البيئية

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

3.3.4.1 الرياح

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

وسيتم اعتماد الكود الالمانى (DIN 1055-5) للحصول على قيم قوى الرياح الافقية ، وهذا يظهر جليا في المعادلة التالية ، وباستخدام الجدول رقم (3-3) 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 (3 - 3) سرعة وضغط الرياح اعتمادا على الكود الالمانى DIN 1055-5

$$q = \frac{v^2}{1600}$$

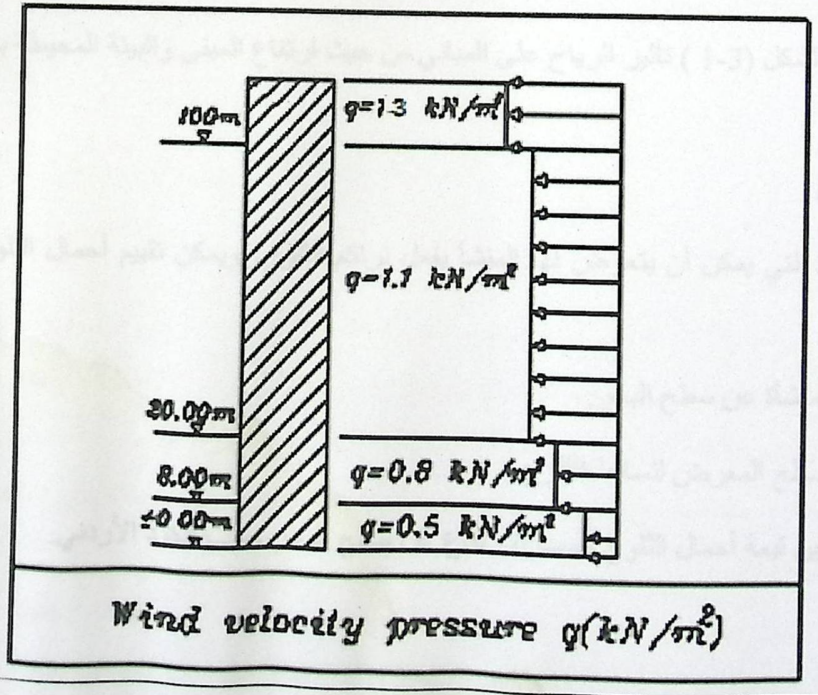
حيث أن :

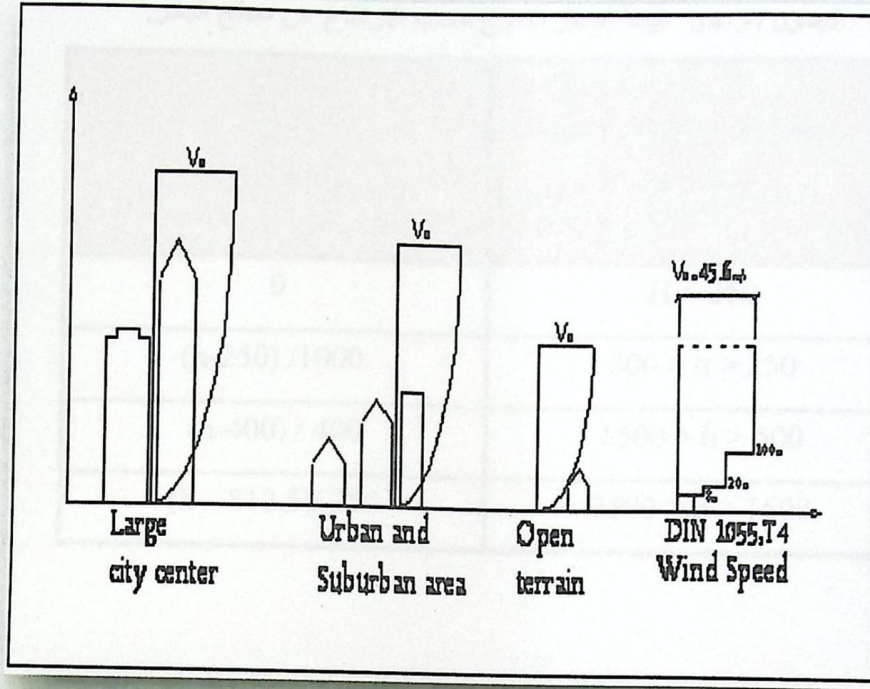
q : (wind velocity pressure) الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الارض

المحيطة (KN/ m²)

V : السرعة التصميمية للرياح (m/sec)

ويبين الشكل (1-3) تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به .





الشكل (1-3) تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به .

3.3.4.2 الثلوج

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

الأسس التالية:

• ارتفاع المنشأة عن سطح البحر.

• ميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج.

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

الجدول (3-4): قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

أحمال الثلوج (KN /m ²)	علو المنشأ عن سطح الأرض (H) (بالمتر)
0	H < 250
(h-250) / 1000	500 > h > 250
(h-400) / 400	1500 > h > 500
(h - 812.5) / 250	2500 > h > 1500

استناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر، و الذي يساوي (900م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالآتي:

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

$$s_i = \frac{970 - 400}{400} = 1.43 \text{ kN / m}^2$$

3.3.4.3 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 الزلازل. وسيتم مقاومتها في هذا المشروع عن طريق جدران القص الموزعة في المبنى بناءً على الحسابات الإنشائية لها، و ستستخدم من أجل:

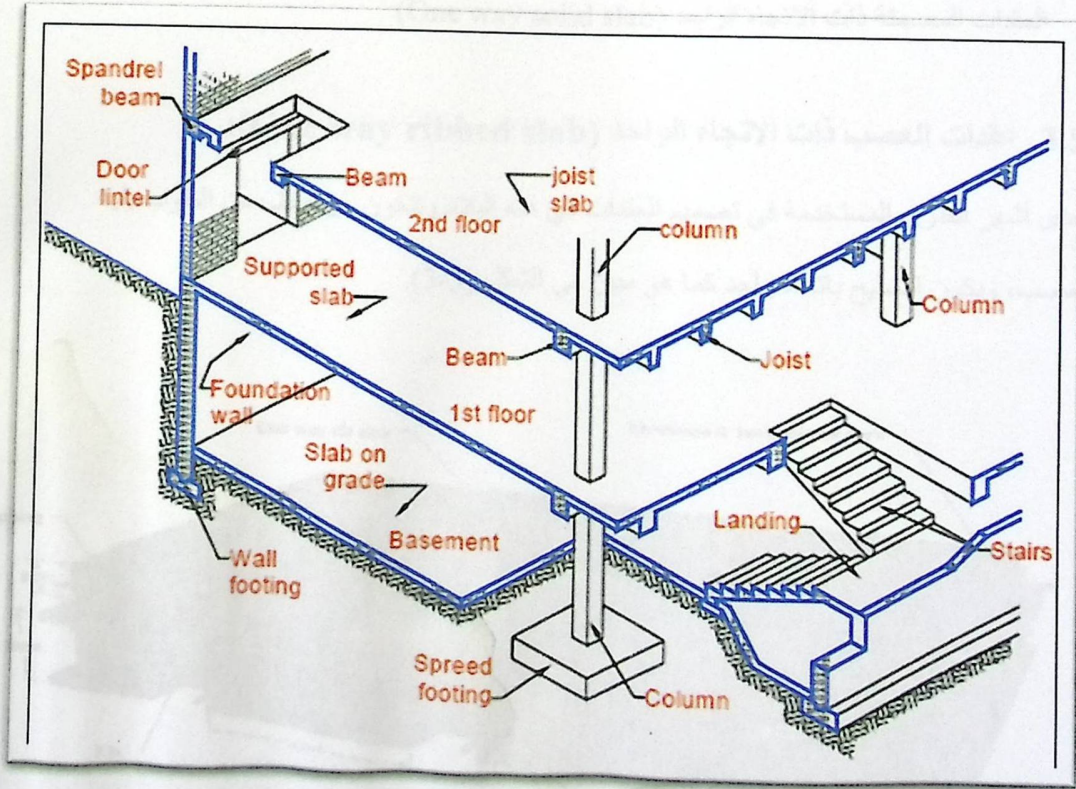
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.
- الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

3.4 الاختبارات العملية:

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى ، عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع، ويعنى بها جميع الأعمال التي لها علاقة باستكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية ، وتحليل المعلومات وترجمتها للتنبؤ بطريقة تصرف التربة، عند البناء عليها، وأكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على قوة تحمل التربة (Bearing Capacity) اللازمة لتصميم أساسات المبنى وكانت قوة تحمل التربة للموقع تساوي 400 كيلو نيوتن لكل متر مربع.

3.5 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

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



الشكل (2-3) يوضح بعض العناصر الإنشائية في المبنى

ويحتوي المشروع العناصر التالية :

3.5.1 العقّادات

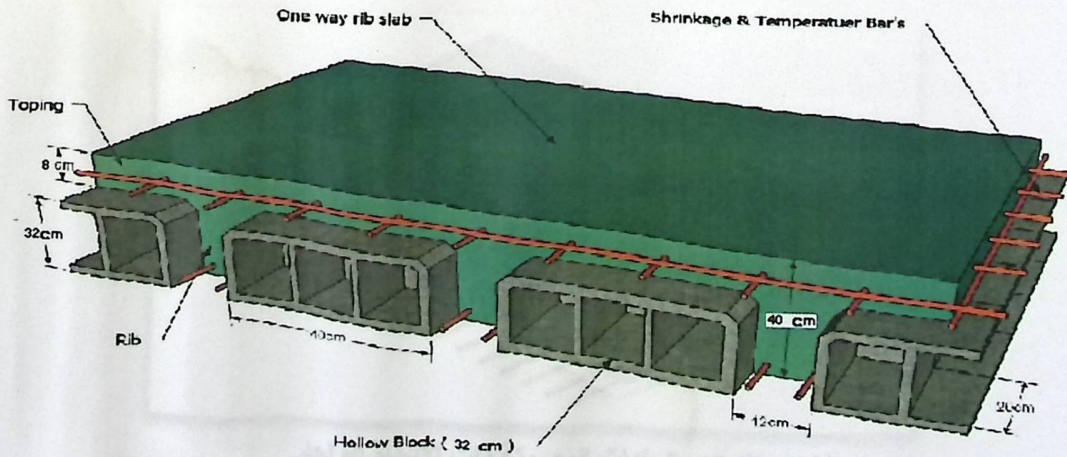
هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة، دون تعرضها إلى تشوهات.

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

1. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :
 - عقّادات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).
 - عقّادات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).
2. البلاطات المصمتة (Solid Slabs) وتقسم إلى :
 - العقّادات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab)

3.5.1.1 عقّادات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):

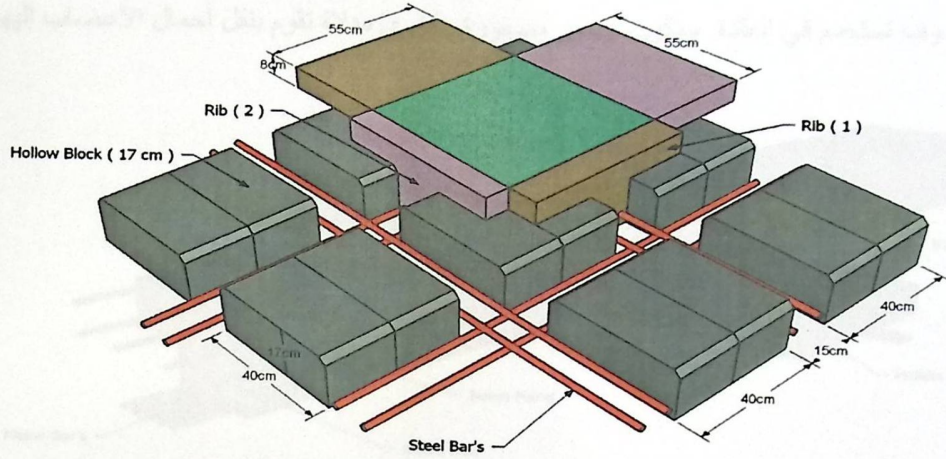
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقّادات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليه العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (3-3).



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

3.5.1.2 عتدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab):

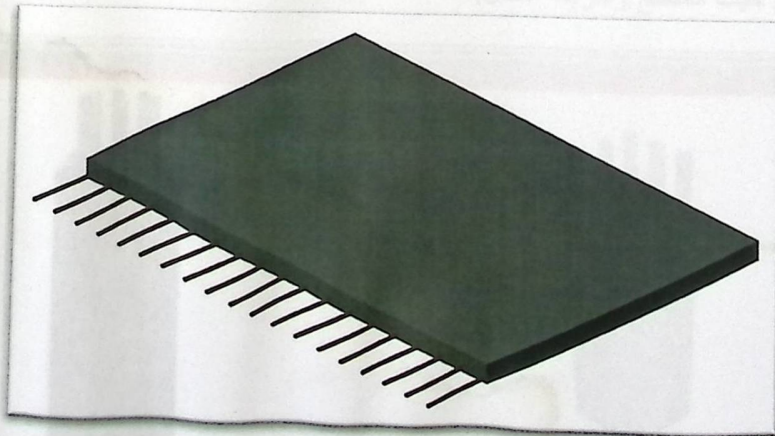
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (4-3):



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

3.5.1.3 العتدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab):

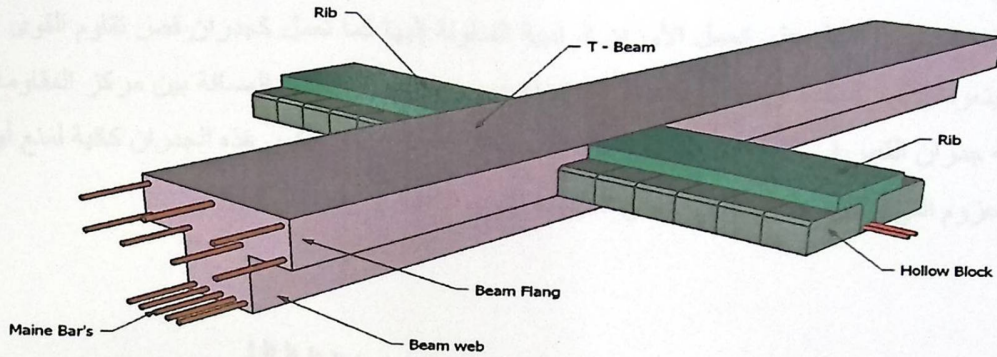
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظراً للسماعة المنخفضة، وتم استخدامها في عقده البير كما في الشكل (5-3) :



الشكل (5-3): العتدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد.

3.5.2 الجسور:

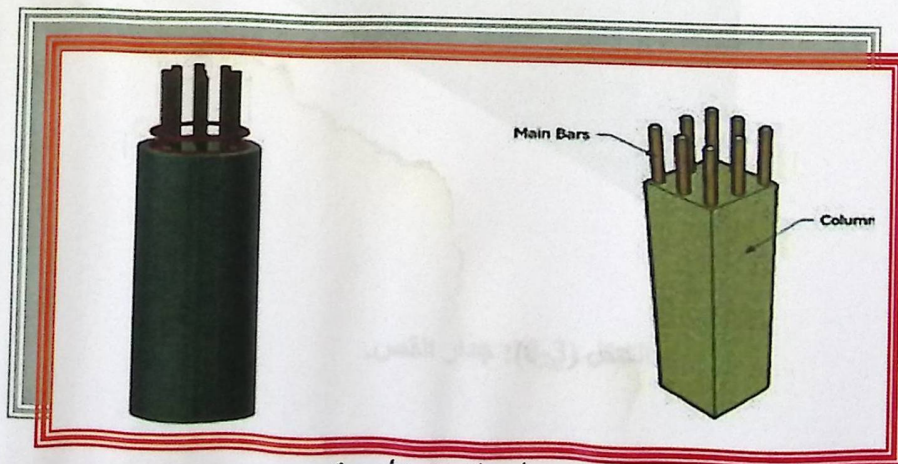
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ،وهي نوعين، جسور مسحورة (مخفية داخل العقدات) والجسور المدلاة "Dropped Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، ونظرا للمسافات المختلفه بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع ،فضلا عن الأحمال الواقعة، فإن الجسور التي سوف تستخدم في العقدة ستكون جسور مسحورة وأخرى مدلاة تقوم بنقل أحمال الأعصاب إليها.



الشكل (3-6): اشكال الجسور.

3.5.3 الأعمدة:

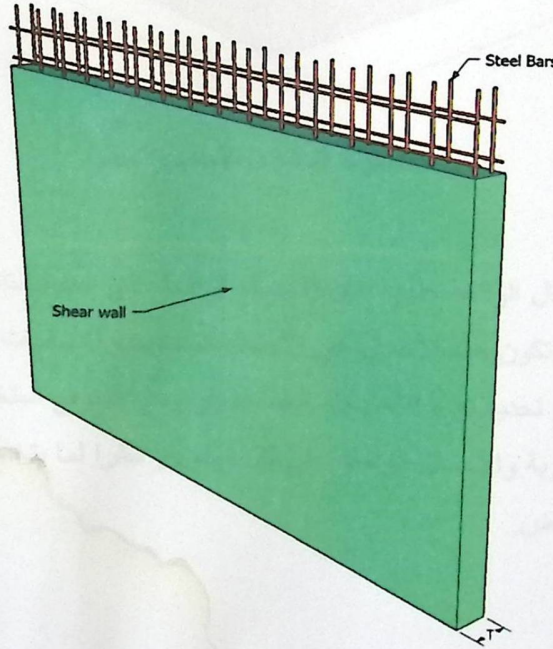
تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها، و هي متنوعة من حيث المقطع وطريقة العمل.



الشكل (3-7): أحد أشكال الأعمدة.

3.5.4 الجدران الحاملة (جدران القص):

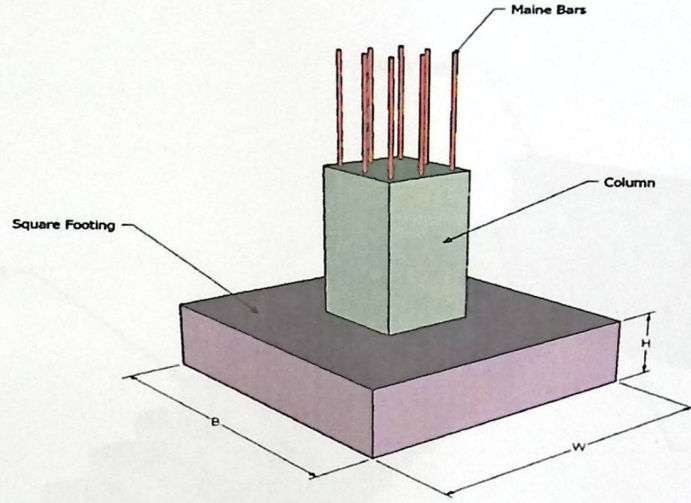
وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) وهذه الجدران تسلك بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها المبني،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



الشكل (8-3): جدار القص.

3.5.5 الأساسات:

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

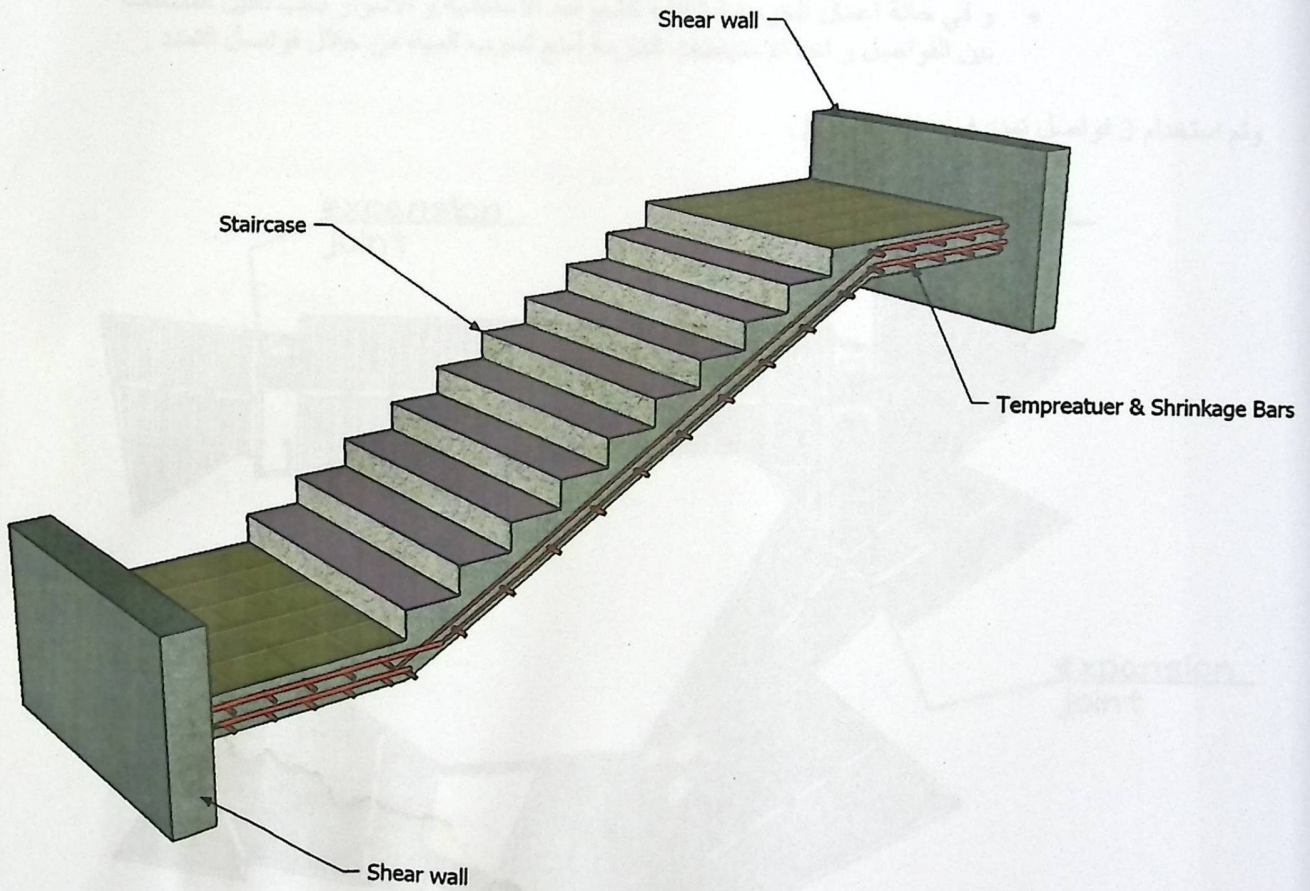


الشكل (3-9) : الأساس المنفرد

ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات، وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس و نظرا لما يتخذه هيكل المنشأ من شكل متدرج ليتلاءم وطبوغرافية الأرض.

3.5.6 الأدرج:

عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسب، وتم استخدامها في مشروعاتنا بشكل واضح والشكل (10-3) يبين مقطع عام للدرج.



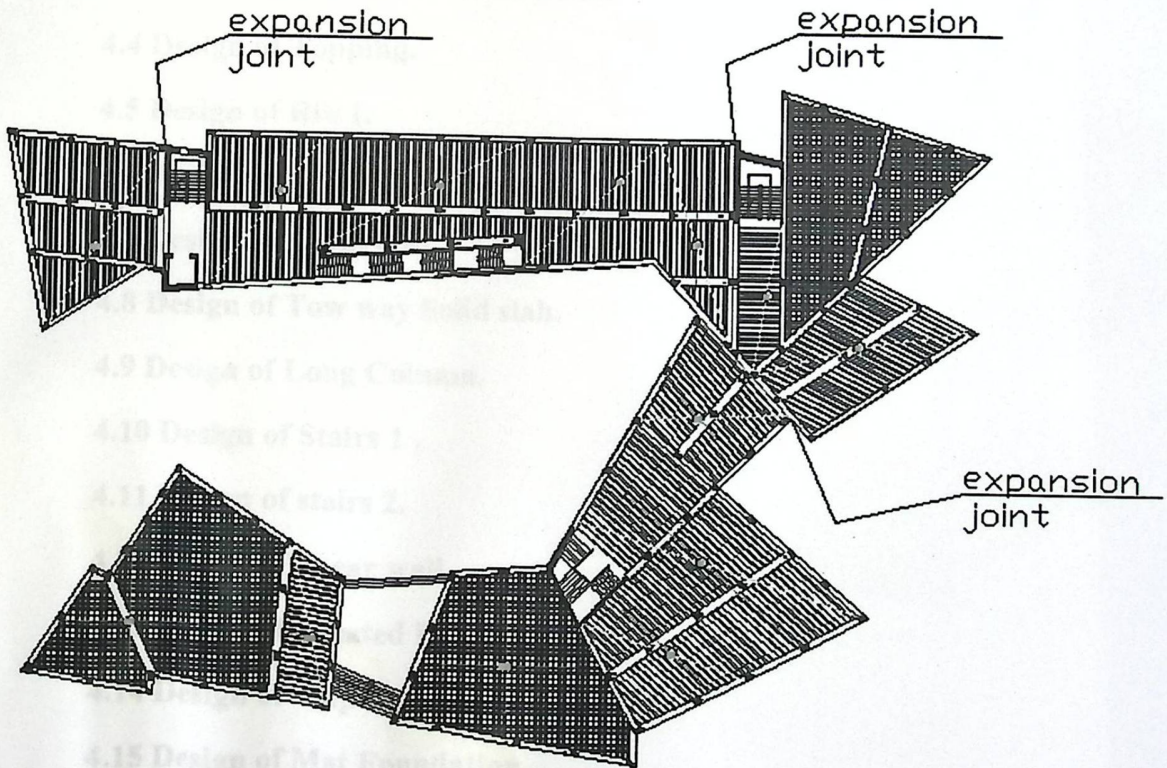
الشكل (10-3): الدرج .

3.6 فواصل التمدد (Expansions Joints):

يمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشآت العادية كما يلي :

- من 40 إلى 45 م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .
- من 30 إلى 35 م في المناطق الحارة .
- ويمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف .
- و في حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الأستنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل و اخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد .

وتم استخدام 3 فواصل تمدد في هذا المشروع .



الشكل (3-11) فاصل التمدد بالمبنى.

Chapter 4

Structural Analysis & Design

4

-
- 4.1 Introduction.**
 - 4.2 Determination of Slab Thickness.**
 - 4.3 Determination of Factored Load.**
 - 4.4 Design of Topping.**
 - 4.5 Design of Rib 1.**
 - 4.6 Design of Tow way Ribbed slab.**
 - 4.7 Design of Beam (16).**
 - 4.8 Design of Tow way Solid slab.**
 - 4.9 Design of Long Column.**
 - 4.10 Design of Stairs 1 .**
 - 4.11 Design of stairs 2.**
 - 4.12 Design of Shear wall.**
 - 4.13 Design of Isolated Footing.**
 - 4.14 Design of strip Footing.**
 - 4.15 Design of Mat Foundation .**
 - 4.16 Design of Truss .**
 - 4.17 Design of truss column.**
 - 4.18 Design of footing under truss column .**

4.1 Introduction

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

4.2 Determination of Slab Thickness

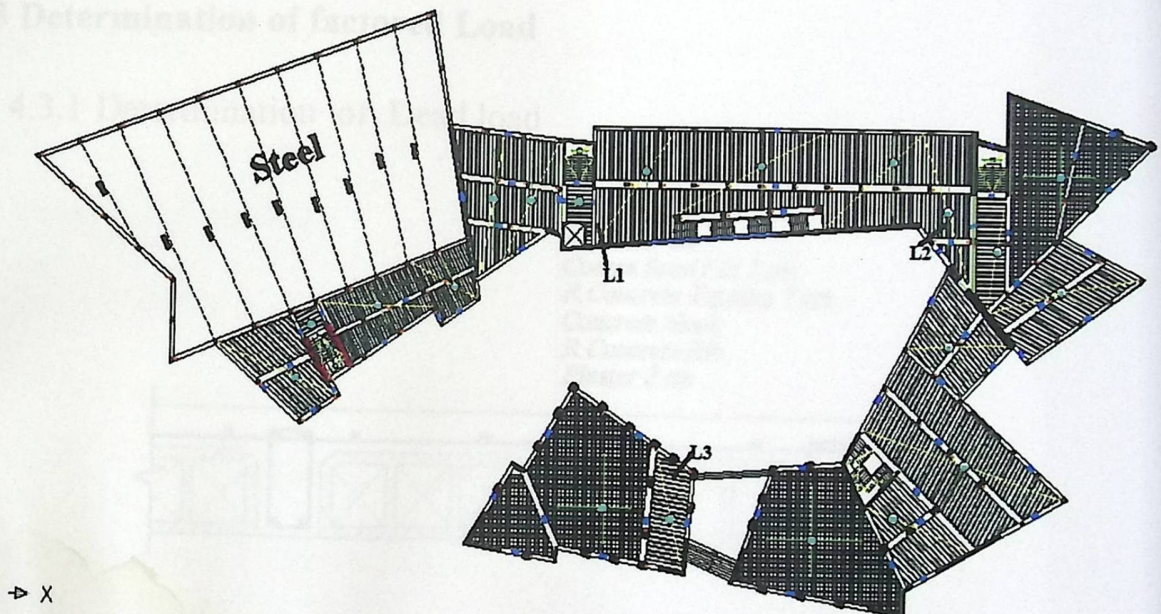


Figure (4-1): Ground Floor Slab.

According to ACI-Code-318-05, the minimum thickness of non prestressed beams or one way slabs unless deflections are computed, given in table (9.5-a), as follows:

$$h_{\min} \text{ for one-end continuous} = L1/18.5$$

$$= 645 / 18.5 = 34.8 \text{ cm.}$$

$$h_{\min} \text{ for both-end continuous} = L^2/21$$

$$= 510/21 = 24.3 \text{ cm}$$

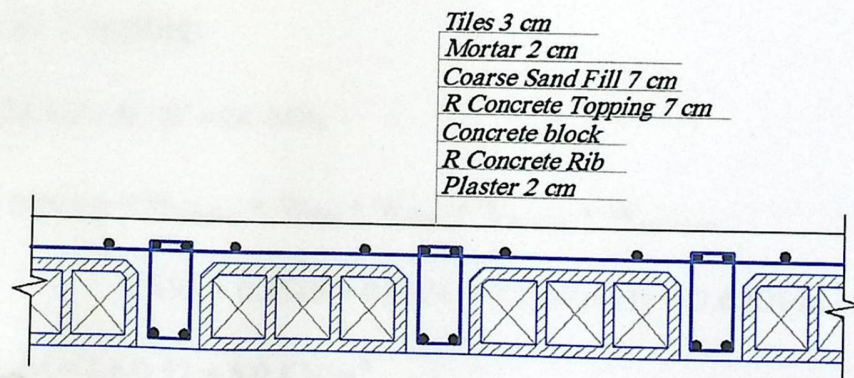
$$h_{\min} \text{ for Simply supported} = L^4/16$$

$$= 450/16 = 28.2 \text{ cm}$$

We selected $h = 35 \text{ cm}$

4.3 Determination of factored Load

4.3.1 Determination of Dead load



Tiles	$0.03 \times 0.52 \times 23$	$= 0.3588 \text{ kN/m / rib}$
Mortar	$0.02 \times 0.52 \times 22$	$= 0.2288 \text{ kN/m / rib}$
Coarse Sand Fill	$0.07 \times 0.52 \times 16$	$= 0.5824 \text{ kN/m / rib}$
Topping	$0.07 \times 0.52 \times 25$	$= 0.91 \text{ kN/m / rib}$
Block	$0.28 \times 0.40 \times 9$	$= 1.008 \text{ kN/m / rib}$
Concrete Rib	$0.28 \times 0.12 \times 25$	$= 0.84 \text{ kN/m / rib}$
partitions	1.0×0.52	$= 0.52 \text{ kN/m / rib}$

Nominal Total Dead Load = 4.45 kN/m of rib

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

Total Dead Lad (service) = $4.45/0.52 = 8.56$ kN/m²

Total live load = 5 kN/m²

4.3.2 Determination of factored dead & live load

Factored dead load = $1.2 * \text{Dead load} = 1.2 * 4.45 = 5.34$ KN/m of rib.

Factored Live load = $1.6 * \text{live load} = 1.6 * 2.6 = 4.16$ KN/m of rib.

4.4 Design of Topping:

Used $f_y = 420$ MPa & $f_c' = 24$ MPa

$$\begin{aligned} \text{Dead load of topping} &= W_{\text{topping}} + W_{\text{tiles}} + W_{\text{sand}} + W_{\text{mortor}} + W_{\text{partiones}} \\ &= 0.91 + 0.3588 + 0.5824 + 0.2288 + 0.52 = 2.6 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

Total Dead Load = $2.6/0.52 = 5.0$ KN/m².

Live Load = 5 KN/m². (for First and second story while its 2.5 KN/m² for the Roof)

$$q_u = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL}$$

$$= 1.2 * 5.0 + 1.6 * 5 = 14.0 \text{ KN/m}^2. \text{ (Total Factored Load)}$$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{14.0 \times (0.4)^2}{12} = 0.187 \text{ kN.m}$$

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

$$= 0.42 \sqrt{24} \times \frac{1000 \times 70^2}{6} = 1.68 \text{ kN.m.}$$

$$\phi \times Mn = 0.55 \times 1.68 = 0.924 \text{ kN.m.}$$

$$\phi \times Mn = 0.924 \text{ kN.m} > Mu = 0.187 \text{ kN.m.}$$

No structural reinforcement is required.

Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided

$$\rho = 0.0018 \quad \text{ACI-318-02 (7.12.2)}$$

$$As_{\min} = \rho \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 70 = 126 \text{ mm}^2 / \text{m.}$$

Use 1Φ8/20 cm, with $As = 250 \text{ mm}^2 / \text{m}$ in both directions.

$$As = 2.5 \text{ cm}^2 / \text{m} > As_{\min} = 1.26 \text{ cm}^2 \quad \text{Ok}$$

4.5 Design of Rib (R1) at ground slab:

Using "Atir" software for the following values of the envelope moment and shear diagram:

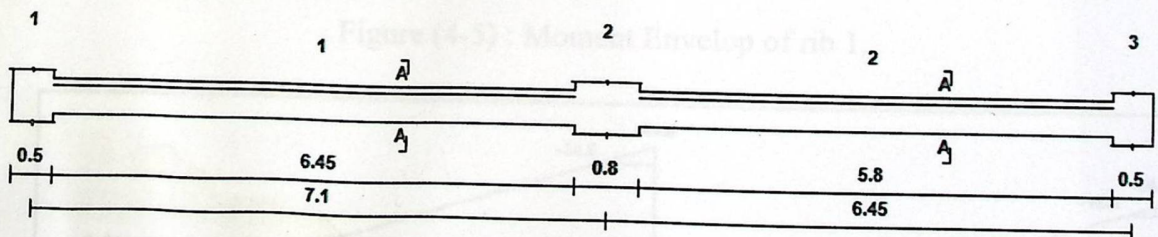


Figure (4-2): Rib 1 geometry.

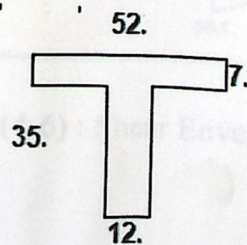


Figure (4-3) : Rib Section

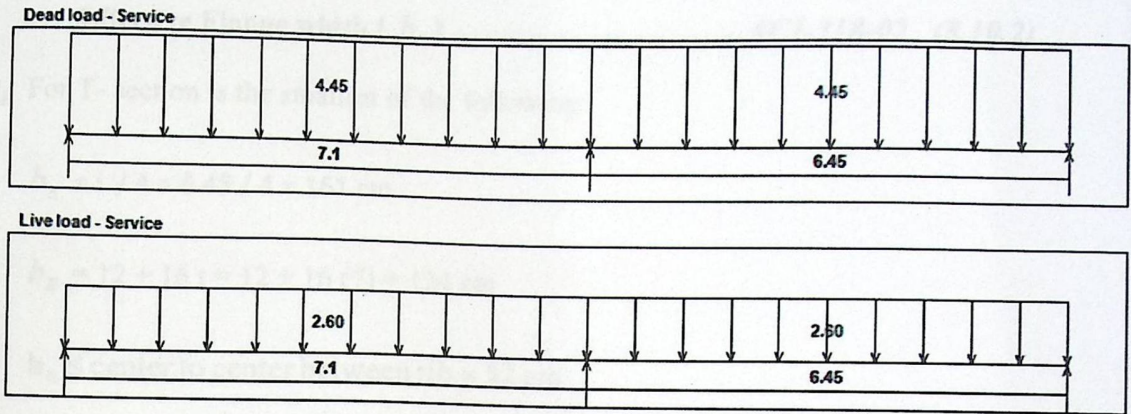


Figure (4-4) : loading of Rib 1

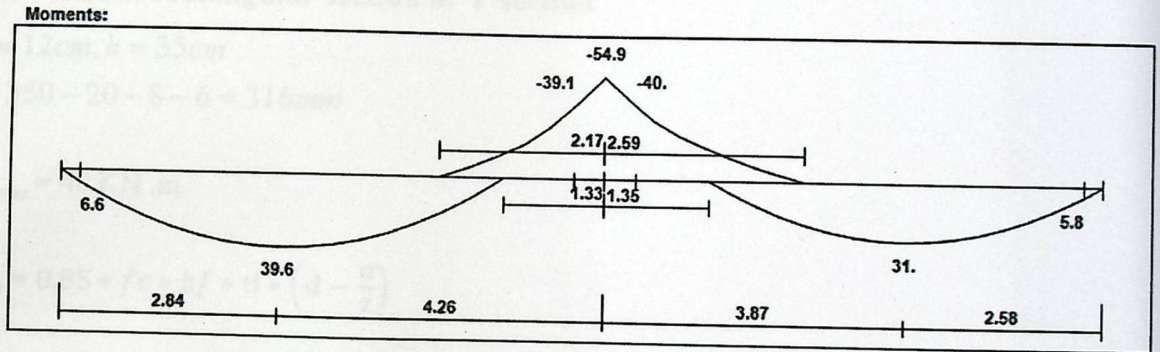


Figure (4-5) : Moment Envelop of rib 1.

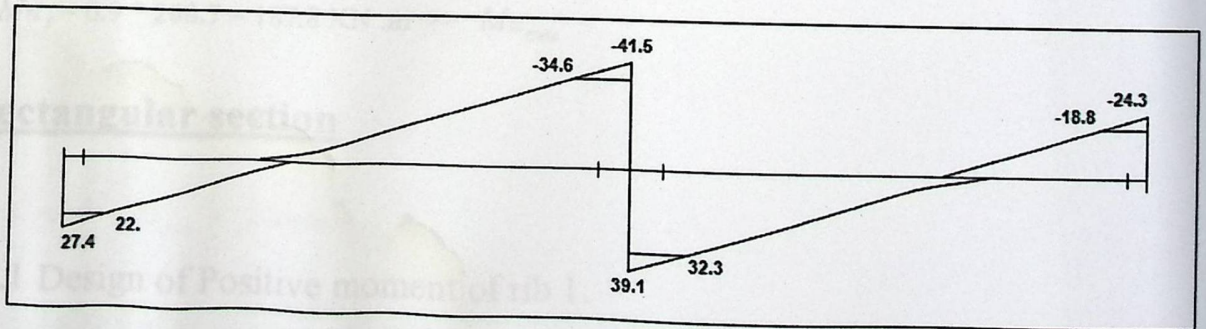


Figure (4-6) : Shear Envelop of rib 1.

Effective Flange width (b_E)ACI-318-02 (8.10.2)

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

$$b_E = L / 4 = 6.45 / 4 = 161 \text{ cm}$$

$$b_E = 12 + 16 t = 12 + 16 (7) = 124 \text{ cm}$$

$$b_E \leq \text{center to center between rib} = 52 \text{ cm}$$

Control 52cm

▪ **Check rectangular section or T-section**

$$bw = 12\text{cm}, h = 35\text{cm}$$

$$d = 350 - 20 - 8 - 6 = 316\text{mm}$$

$$Mu_{\max} = 40 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$Mn_f = 0.85 * f_c * bf * tf * \left(d - \frac{tf}{2}\right)$$

$$Mn_f = 0.85 * 24 * 0.52 * 0.07 * \left(0.316 - \frac{0.07}{2}\right) * 10^3 = 208.7 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi Mn_f = 0.9 * 208.7 = 187.8 \text{ KN} \cdot \text{m} \gg Mu_{\max}$$

Rectangular section

4.5.1 Design of Positive moment of rib 1:

4.5.1.1 Design of Span 1

$$Mu = 39.6 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{39.6}{0.9} = 44 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (bw)(d) \dots \dots \dots (ACI - 10.5.1)$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(316) \geq \frac{1.4}{420} (120)(316)$$

$$A_{s_{\min}} = 110.6 < 126.4 \dots \dots \dots \text{the larger is control}$$

$$A_{s_{\min}} = 126.4 \text{ cm}^2$$

$$K_n = \frac{M_n}{b * d^2}$$

$$K_n = \frac{44 * 10^{-3}}{0.52 * (0.316)^2} = 0.85 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.85)}{420}} \right) = 2.07 * 10^{-3}$$

$$A_{\text{req}} = \rho * b * d = 2.07 * 10^{-3} * 520 * 316 = 339.8 \text{ mm}^2$$

$$339.8 \text{ mm}^2 > A_{s_{\min}} = 126 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } \Phi 16 \gg \# \text{ of bar} = \frac{339.8}{201} = 1.69$$

* Note $A_{\Phi 16} = 201 \text{ mm}^2$

Then we select (2) bars $\Phi 16$ $A_{s_{\text{provided}}} = 2 * 201 = 402 \text{ mm}^2$

• Check for yielding

Tension = compression

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

$$402 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$$

$$a = 15.9 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.9}{0.85} = 18.7 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{316 - 18.7}{18.7} \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.048 > 0.005$$

⇒ Ok

4.5.1.2 Design of Span 2

$$M_u = 31 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{31}{0.9} = 34.4 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$K_n = \frac{M_n}{b * d^2}$$

$$K_n = \frac{34.4 * 10^{-3}}{0.52 * (0.316)^2} = 0.66 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.66)}{420}} \right) = 1.6 * 10^{-3}$$

$$A_{req} = \rho * b * d = 1.6 * 10^{-3} * 520 * 316 = 263 \text{ mm}^2$$

$$263 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 126 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } \Phi 14 \gg \# \text{ of bar} = \frac{263}{154} = 1.7$$

* Note $A_{\Phi 14} = 1.54 \text{ cm}^2$

Then we select (2) bars $\Phi 14$ $A_s \text{ provided} = 2 * 154 = 308 \text{ cm}^2$

- Check for yielding

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$$

$$308 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$$

$$a = 12.19 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.19}{0.85} = 14.34 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{316 - 14.34}{14.34} * 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.063 > 0.005$$

⇒ Ok

4.5.2 Design of Negative moment

4.5.2.1 Design of support (1)

$$M_u = 40 \text{ KN.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{40}{0.9} = 44.44 \text{ KN.m}$$

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

$$K_n = \frac{44.44 * 10^{-3}}{0.12 * (0.316)^2} = 3.7 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(3.7)}{420}} \right) = 9.8 * 10^{-3}$$

$$A_{req} = \rho * b * d = 9.8 * 10^{-3} * 120 * 316 = 371.6 \text{ mm}^2$$

$$371.6 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 126 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } \Phi 14 \gg \# \text{ of bar} = \frac{371.6}{201} = 1.85$$

* Note $A_{\Phi 16} = 201 \text{ mm}^2$

Then we select (2) bars $\Phi 16$ $A_{s_{provided}} = 2 * 201 = 402 \text{ mm}^2$

- Check for yielding

Tension = compression

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

$$402 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$$

$$a = 68.97 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{68.97}{0.85} = 81.14 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{316 - 81.14}{81.14} * 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.0087 > 0.005$$

⇒ Ok

4.5.3 Design of shear for Rib (R1):

ACI – 318 – Categories for shear design:

$$V_u = 34.6 \text{ kN}$$

Use $\Phi 8$ with two legs

$$A_v = 2 \times 50 = 100 \text{ mm}^2$$

1. Item 1: $\Phi V_c \geq V_u$

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= \Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_w \times d \\ &= \Phi V_c = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 120 \times 316 \\ &= 23.22 \text{ kN} \end{aligned}$$

Since $\Phi V_c \leq V_u$

Not control

2. Item 2

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

$$\Phi V_c = 23.22 \text{ kn}$$

$$\frac{1}{2} \Phi V_c = \frac{23.22}{2} = 11.561 \text{Kn}$$

Not control

3. Item 3

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

$$\Phi V_{s_{\min}} \geq \frac{\Phi}{3} \times bw \times d$$

$$\Phi V_{s_{\min}} = 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) \times 0.12 \times 0.316 \times 10^3 = 9.48 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{s_{\min}} \geq \frac{1}{16} \times \sqrt{f_c'} \times bw \times d$$

$$\Phi V_{s_{\min}} = \frac{1}{16} \times \sqrt{24} \times 0.12 \times 0.316 \times 10^3 = 11.61 \text{ kN} \quad \text{control}$$

$$\Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}} = 11.61 + 23.22 = 34.83 \text{ kN}$$

$$V_u = 34.6 \text{ kN} < \Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}} = 34.83 \text{ kN} \quad \text{control}$$

Minimum shear reinforcement is required

$$\frac{A_v}{S_{\text{req}}} \geq \frac{1}{3} \frac{bw}{f_y}$$

$$\frac{A_v}{S_{\text{req}}} \geq \frac{1}{16} \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} \times bw$$

$$S_{\text{max}} \leq \frac{d}{2} \leq 600$$

$$\frac{A_v}{S_{req}} \geq \frac{1}{3} \frac{bw}{fy} \Rightarrow S_{req} = \frac{3 \times 2 \times 50 \times 10^{-6} \times 420}{0.12} = 1.05m$$

$$\frac{A_v}{S_{req}} \geq \frac{1}{16} \frac{\sqrt{fc'}}{fy} \times bw \Rightarrow S_{req} = \frac{2 \times 50 \times 10^{-6} \times 16 \times 420}{\sqrt{24} \times .12} = 1.14m$$

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} \leq 600 \Rightarrow S_{max} = \frac{316}{2} = 158mm$$

Then Select $S = 15cm < \frac{d}{2}$ ok

Select 2 leg $\Phi 8 / 15$ cm c/c

4-6 Design of Tow way Ribbed slab:

Safe program has been used in the design of tow way ribbed slab , so when we make the Dead Load calculation we make no accounts for Rib and Topping weights because the program add them.

4-6-1 Dead Load Calculation :

Tiles	=	$0.03 \times 0.7 \times 0.7 \times 23 = 0.338$ KN .
Mortar	=	$0.02 \times 0.7 \times 0.7 \times 22 = 0.216$ KN .
Sand	=	$0.07 \times 0.7 \times 0.7 \times 16 = 0.549$ KN .
Block	=	$(10 \setminus 100) \setminus (0.5 \times 0.2) = 1$ KN/m ² .
Plaster	=	$0.02 \times 0.7 \times 0.7 \times 22 = 0.216$ KN .
partition	=	$1.00 \times 0.7 \times 0.7 = 0.49$ KN .

Dead Load = 1.81 kN

Dead Load per unit area = $(1.81 / 0.7 \times 0.7) + 1 = 4.7$ KN/m²

Live Load = 5 KN/ m²

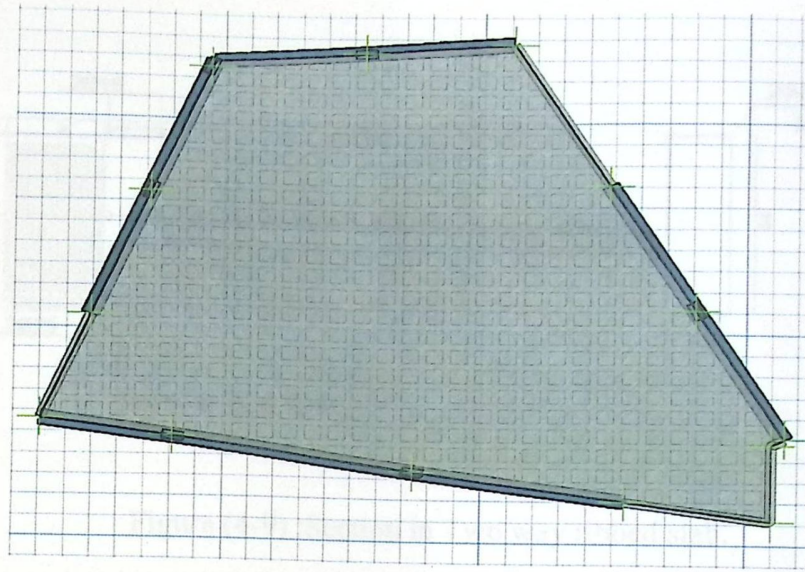


Figure (4-7) : Two way ribbed slab(rib distribution).

4.6.2 Design of Moments:

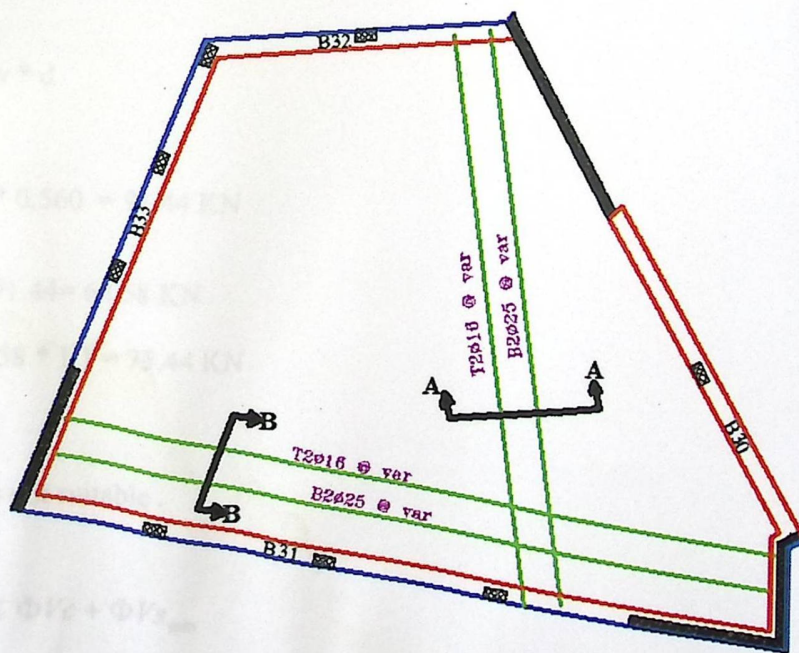


Figure (4-8) : Two way ribbed slab(rib reinforcement).

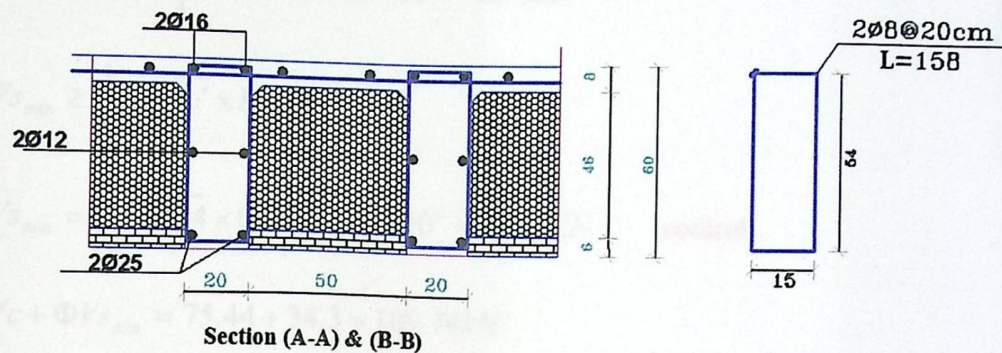


Figure (4-9) :Section in Two way ribbed slab.

4.6.3 Design of shear:

From Safe Program we took the value of V_u .

$$V_u = 105 \text{ KN}$$

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

$$= \frac{\sqrt{24}}{6} * 200 * 0.560 = 91.44 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 0.75 * 91.44 = 68.58 \text{ KN}$$

$$1.1 * \Phi V_c = 68.58 * 1.1 = 75.44 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c \leq V_u$$

Item 1 & 2 is not suitable .

▪ Item 3

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

$$\Phi V_{s_{\min}} \geq \frac{\Phi}{3} \times b_w \times d$$

$$\Phi V_{s_{\min}} = 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) \times 0.2 \times 0.560 \times 10^3 = 28.0 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{s_{\min}} \geq \frac{1}{16} \times \sqrt{f_c'} \times bw \times d$$

$$\Phi V_{s_{\min}} = \frac{1}{16} \times \sqrt{24} \times 0.2 \times 0.560 \times 10^3 = 34.3 \text{ kN} \quad \text{control}$$

$$\Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}} = 75.44 + 34.3 = 109.74 \text{ kN}$$

$$V_u = 105 \text{ kN} < \Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}} = 109.74 \text{ kN} \quad \text{control}$$

Minimum shear reinforcement is required.

$$\frac{A_v}{S_{\text{req}}} \geq \frac{1}{3} \frac{bw}{f_y}$$

$$\frac{A_v}{S_{\text{req}}} \geq \frac{1}{16} \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} \times bw$$

$$S_{\text{max}} \leq \frac{d}{2} \leq 600$$

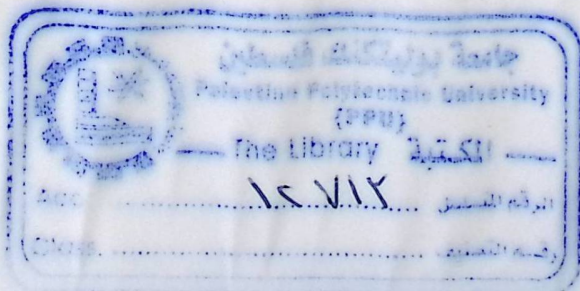
$$\frac{A_v}{S_{\text{req}}} \geq \frac{1}{3} \frac{bw}{f_y} \Rightarrow S_{\text{req}} = \frac{3 \times 2 \times 50 \times 10^{-6} \times 420}{0.2} = 0.63 \text{ m}$$

$$\frac{A_v}{S_{\text{req}}} \geq \frac{1}{16} \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} \times bw \Rightarrow S_{\text{req}} = \frac{2 \times 50 \times 10^{-6} \times 16 \times 420}{\sqrt{24} \times 2} = 0.69 \text{ m}$$

$$S_{\text{max}} \leq \frac{d}{2} \leq 600 \Rightarrow S_{\text{max}} = \frac{560}{2} = 280 \text{ mm}$$

Then Select $S = 20 \text{ cm} < \frac{d}{2} \dots \dots \dots \text{ok}$

2 leg $\Phi 8 / 20 \text{ cm c/c}$



4.7 Design of Beam (16) :

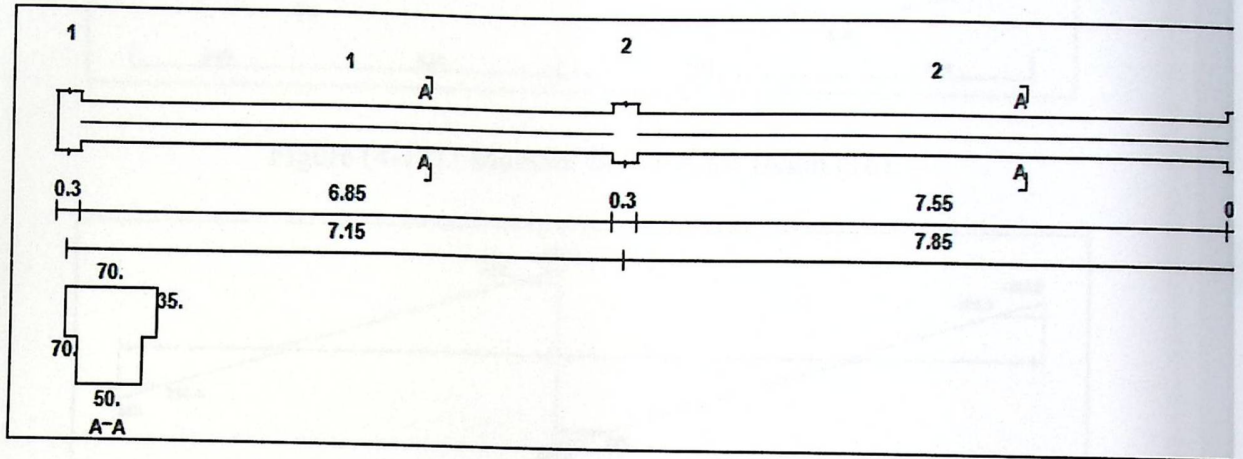


Figure (4-10) : Beam (16) Geometry.

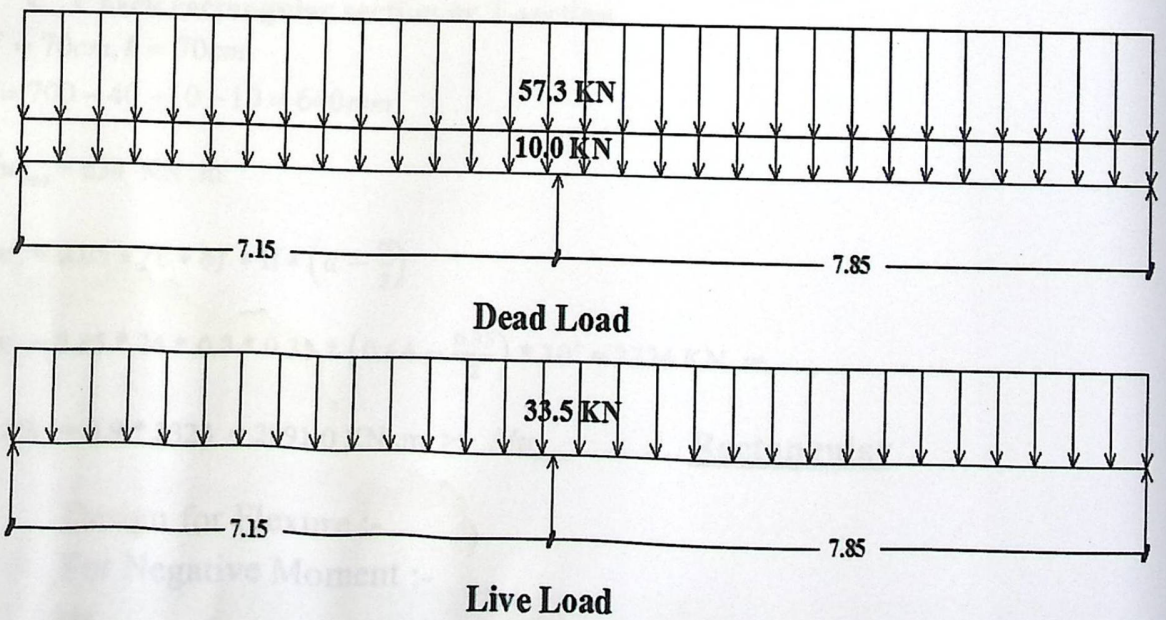


Figure (4-11) : loading of Beam (16)

4.7 Design of Beam (16) :

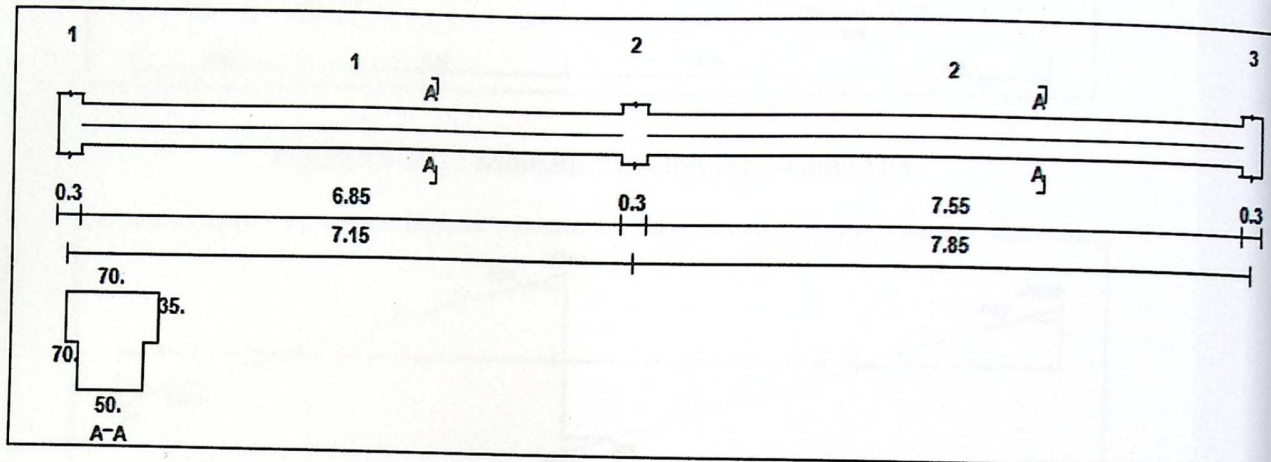


Figure (4-10) : Beam (16) Geometry.

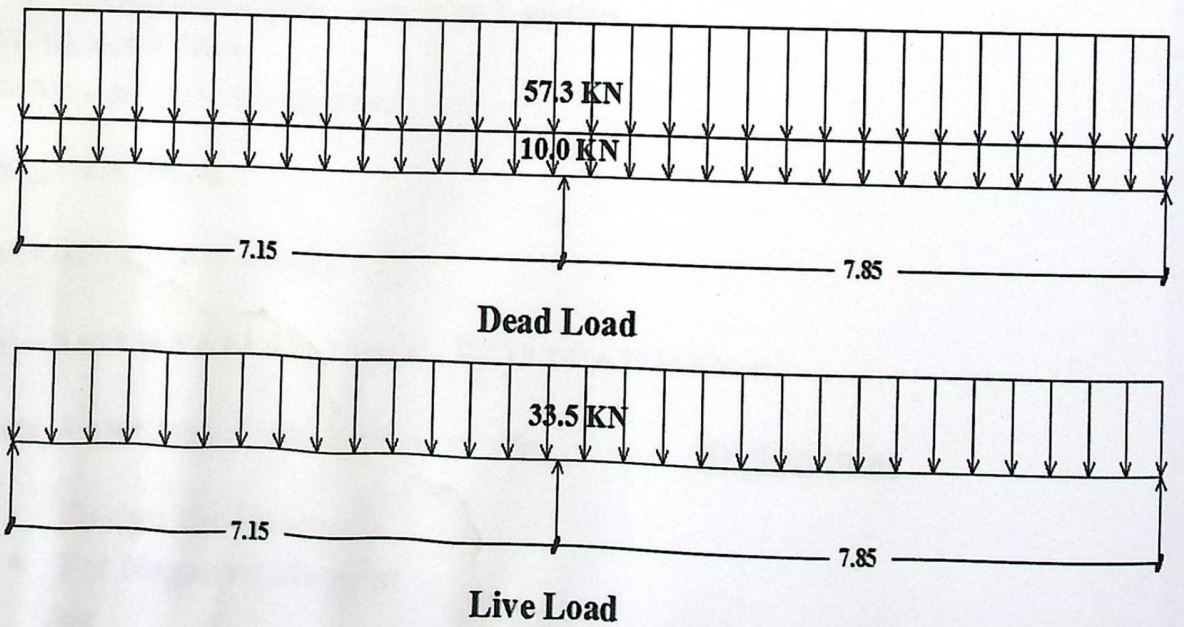


Figure (4-11) : loading of Beam (16)

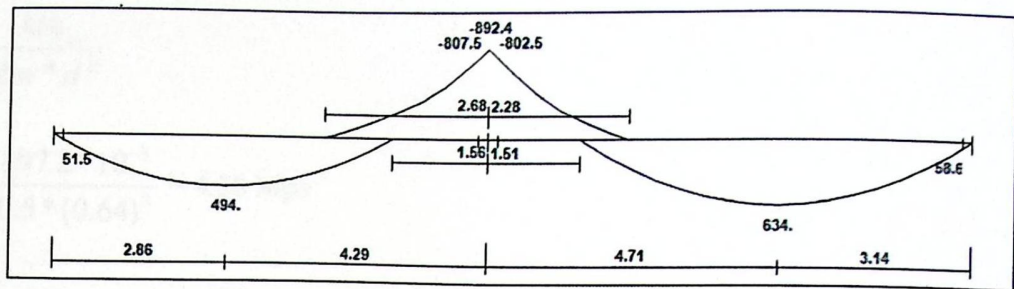


Figure (4-12) : Moment Envelop for Beam (16).

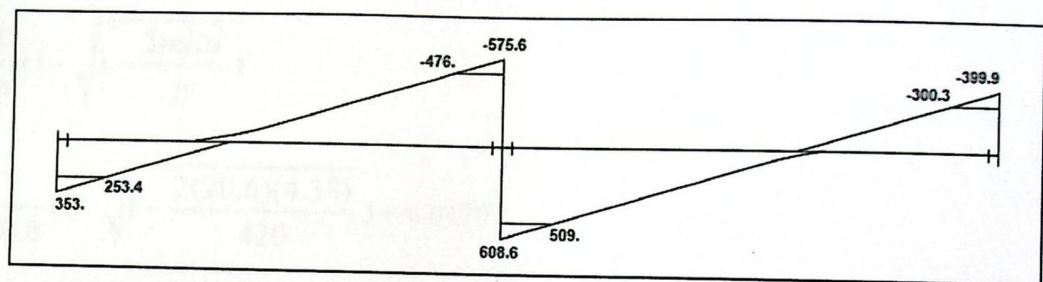


Figure (4-13) : Shear Envelop for Beam (16).

▪ Check rectangular section or T-section

$bf = 70\text{cm}, h = 70\text{cm}$

$d = 700 - 40 - 10 - 10 = 640\text{mm}$

$Mu_{\text{max}} = 634 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$Mn_f = 0.85 * f_c * bf * tf * (d - \frac{tf}{2})$

$Mn_f = 0.85 * 24 * 0.7 * 0.35 * (0.64 - \frac{0.35}{2}) * 10^3 = 2324 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$\Phi Mn_f = 0.9 * 2324 = 2091.0 \text{ KN} \cdot \text{m} \gg Mu_{\text{max}} \dots \dots \dots \text{Rectangular}$

Design for Flexure :-

▪ For Negative Moment :-

$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = 807.5 / 0.9 = 897.2 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$K_n = \frac{Mn_w}{bw * d^2}$$

$$K_n = \frac{897.2 * 10^{-3}}{0.5 * (0.64)^2} = 4.38 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(4.38)}{420}} \right) = 0.0119$$

$$A_s = \rho * bw * d = 0.0119 * 500 * 640 = 3808 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (bw)(d) \dots \dots \dots (ACI - 10.5.1)$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (50)(64) \geq \frac{1.4}{420} (50)(64)$$

$$A_{s_{\min}} = 9.33 < 10.67 \dots \dots \dots \text{the larger is control}$$

$$A_{s_{\min}} = 10.67 \text{ cm}^2$$

$$38.08 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}} = 10.67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } \Phi 25 \gg \# \text{ of bar} = \frac{38.08}{4.91} = 7.76$$

Then we select (8) bars $\Phi 25$ $A_{s_{\text{provided}}} = 8 * 4.91 = 39.28 \text{ cm}^2$

- Check for yielding

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b_w * a$$

$$3928 * 420 = 0.85 * 24 * 500 * a$$

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

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{161.74}{0.85} = 190.28 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{640 - 190.28}{190.28} \times 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.007 > 0.005$$

- For positive Moment :-

$$M_u = \underline{634 \text{ KN.m}}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = 634 / 0.9 = 704.4 \text{ KN.m}$$

$$K_n = \frac{M_n}{b_w * d^2}$$

$$K_n = \frac{704.4 * 10^{-3}}{0.7 * (0.64)^2} = 2.46 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(2.46)}{420}} \right) = 0.00626$$

$$A_s = \rho * b_w * d = 0.00626 * 700 * 640 = 2804.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y}(bw)(d) \dots \dots \dots (ACI - 10.5.1)$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(50)(64) \geq \frac{1.4}{420}(50)(64)$$

$$A_{s_{\min}} = 9.33 < 10.67 \dots \dots \dots \text{the larger is control}$$

$$A_{s_{\min}} = 10.67 \text{ cm}^2$$

$$28.045 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}} = 10.67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } \Phi 25 \gg \# \text{ of bar} = \frac{28.045}{4.91} = 5.71$$

Then we select (6) bars $\Phi 25$ $A_{s_{\text{provided}}} = 6 * 4.91 = 29.46 \text{ cm}^2$

- Check for yielding

Tension = compression

$$A_{s_w} * f_y = 0.85 * f_c * bw * a$$

$$2946 * 420 = 0.85 * 24 * 500 * a$$

$$a = 121.3 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{121.3}{0.85} = 142.7 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{640 - 142.7}{142.7} * 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.010 > 0.005$$

$$Mu = \underline{494 \text{ KN.m}}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = 494 / 0.9 = 548.9 \text{ KN.m}$$

$$K_n = \frac{Mn_w}{bw * d^2}$$

$$K_n = \frac{548.9 * 10^{-3}}{0.7 * (0.64)^2} = 1.91 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(1.91)}{420}} \right) = 0.00478$$

$$A_s = \rho * bw * d = 0.00478 * 700 * 640 = 2141.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (bw)(d) \dots \dots \dots (ACI - 10.5.1)$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (50)(64) \geq \frac{1.4}{420} (50)(64)$$

$$A_{s_{\min}} = 9.33 < 10.67 \dots \dots \dots \text{the larger is control}$$

$$A_{s_{\min}} = 10.67 \text{ cm}^2$$

$$21.41 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}} = 10.67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } \Phi 25 \gg \# \text{ of bar} = \frac{21.41}{4.91} = 4.36$$

Then we select (5) bars $\Phi 25$ $A_{s_{\text{provided}}} = 5 * 4.91 = 24.55 \text{ cm}^2$

- Check for yielding

Tension = compression

$$A_{sw} * f_y = 0.85 * f_c * b_w * a$$

$$2455 * 420 = 0.85 * 24 * 500 * a$$

$$a = 101.1 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{101.1}{0.85} = 118.9 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{640 - 118.9}{118.9} \times 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.013 > 0.005$$

Design of shear for beam (16):

$$\phi V_c = 0.75(\sqrt{24})(b)(d) / 6 = 0.75(\sqrt{24})(500)(640) / 6 = 196 \text{ KN}$$

$$V_u = 509 \text{ KN}$$

$$\phi V_c < V_u.$$

Category 3:

$$\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi V_s$$

$$\min \phi V_s \geq 0.75(1/3)(b)(d) = (1/3)(0.75)(500)(640) = 80 \text{ KN}$$

$$\min \phi V_s \geq (1/16)(\sqrt{f_c'})(b)(d) = (1/16)(\sqrt{24})(500)(640) = 98 \text{ KN} \quad \text{is Control}$$

$$\phi V_c + \min \phi V_s = 294 \text{ KN}$$

$$V_u = 509 \text{ KN} > \phi V_c + \phi V_s = 294 \text{ KN}$$

So not in the Category (3).

Category 4:

$$\Phi V_c + \phi / 3 \sqrt{f_c'} (b)(d) = 196 + (0.75 / 3) \sqrt{24} (500)(640) = 588 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c + \Phi V_{s\min} = 294 < V_u = 509 < \Phi V_c + \phi / 3 \sqrt{f_c'} (b)(d) = 588 \text{ KN}$$

$$(A_v / s) = V_s / (F_y * d)$$

$$V_s = (V_u / \phi) - V_c$$

$$V_s = (509 / 0.75) - 261 = 417.7 \text{ KN}$$

$$(A_v / s) = 417.7 / (420 * 640) = 1.554 * 10^{-3}$$

Try $\phi 10$, 2 legs

$$S = (2 * 79 * 10^{-6}) / 1.554 * 10^{-3}$$

$$S = 101.7 \text{ mm}$$

$$S < d/2 < 600$$

$$S < (640/2) < 600$$

$$S < 320 < 600$$

So use $\phi 10 @ 10 \text{ cm c/c}$, 2 legs.

4-8 Design of Tow way Solid slab:

4-8-1 Determination of Loads :

$$\text{Plaster} = 0.02 * 23 = 0.46 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Slab} = 0.15 * 25 = 3.75 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{D.L} = 4.21 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{From TANK L.L} = 10 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{uD} = 1.2 \text{ D.L} = 1.2 * 4.21 = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{uL} = 1.6 \text{ L.L} = 1.6 * 10 = 16 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 21 \text{ kN/m}^2$$

For 1m Strip in X & Y direction

$$q_u = 21 \text{ kN/m}$$

$$L_b = 5.3 \text{ m}$$

$$L_a = 4.0 \text{ m}$$

$$\frac{L_b}{L_a} = \frac{5.3}{4.0} = 1.325 < 2.0$$

∴ Tow way

select $h = 150 \text{ mm}$

$$b = 100 \text{ cm}, h = 15 \text{ cm}$$

$$d = 150 - 20 - 12 = 118 \text{ mm}$$

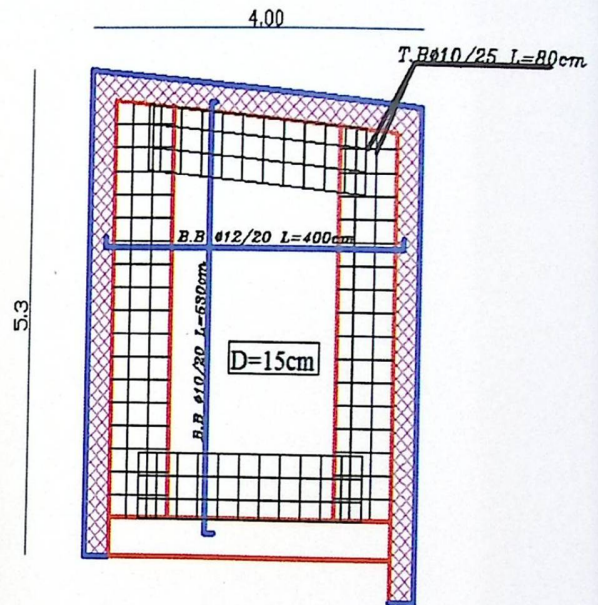
4-8-2 Designs of moment

⇒ Design of positive moment:

$$L_a / L_b = 4.0 / 5.3 = 0.75$$

From table (12-4)

Case (1)



$$C_{a,dL} = 0.061$$

$$C_{b,dL} = 0.019$$

$$M_{a,dL} = C_{a,dL} * q_{uD} * (La)^2$$

$$M_{b,dL} = C_{b,dL} * q_{uD} * (Lb)^2$$

From table (12-5)

$$C_{a,LL} = 0.061$$

$$C_{b,LL} = 0.019$$

$$M_{a,LL} = C_{a,LL} * q_{uL} * (La)^2$$

$$M_{b,LL} = C_{b,LL} * q_{uL} * (Lb)^2$$

$$M_{a,pos} = (M_{a,dL} + M_{a,LL}) =$$

$$\{(0.061 * 5 * (4.0)^2) + (0.061 * 16 * (4.0)^2)\} = 20.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,pos} = (M_{b,dL} + M_{b,LL}) =$$

$$\{(0.019 * 5 * (5.3)^2) + (0.019 * 16 * (5.3)^2)\} = 11.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{a,pos} = 20.5 \text{ KN.m}$$

$$Mn = \frac{M_{a,pos}}{\Phi} = \frac{20.5}{0.9} = 22.8 \text{ KN.m}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b)(d) \dots \dots \dots (ACI - 10.5.1)$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (1000)(118) \geq \frac{1.4}{420} (1000)(118)$$

$$A_{s_{\min}} = 344 < 393 \dots \dots \dots \text{the larger is control}$$

$$A_{s_{\min}} = 393 \text{ mm}^2$$

$$K_n = \frac{M_n}{b * d^2}$$

$$K_n = \frac{22.8 * 10^{-3}}{1 * (0.118)^2} = 1.64 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.588} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(1.64)}{420}} \right) = 4.08 * 10^{-3}$$

$$A_{s_{\text{req}}} = \rho * b * d = 4.08 * 10^{-3} * 1000 * 118 = 481.44 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$481.44 \text{ mm}^2 > A_{s_{\min}} = 393 \text{ mm}^2$$

* Note $A_{\phi 12} = 1.13 \text{ cm}^2$

Use 1 Φ 12 @ 20 cm c/c

- Check for strain

Tension = compression

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

$$565 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

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

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{11.63}{0.85} = 13.7 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{118 - 13.7}{13.7} \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.023 > 0.005$$

⇒ Ok

$$M_{b, \text{pos}} = 11.21 \text{ KN.m}$$

$$M_n = \frac{M_{a, \text{pos}}}{\Phi} = \frac{11.21}{0.9} = 12.46 \text{ KN.m}$$

$$A_{s, \text{min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b)(d) \dots \dots \dots (ACI - 10.5.1)$$

$$A_{s, \text{min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (1000)(118) \geq \frac{1.4}{420} (1000)(118)$$

$$A_{s, \text{min}} = 344 < 393 \dots \dots \dots \text{the larger is control}$$

$$A_{s, \text{min}} = 393 \text{ mm}^2$$

$$K_n = \frac{M_n}{b * d^2}$$

$$K_n = \frac{12.46 * 10^{-3}}{1 * (0.118)^2} = 0.895 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.895)}{420}} \right) = 2.18 * 10^{-3}$$

$$\text{As req} = \rho * b * d = 2.18 * 10^{-3} * 1000 * 118 = 257.24 \text{ mm}^2$$

$$257.24 \text{ mm}^2 < \text{As}_{\min} = 393 \text{ mm}^2$$

* Note $A_{\Phi 10} = 0.79 \text{ cm}^2$

Use 1Φ 10 @ 20 cm c/c

- Check for strain

Tension = compression

$$\text{As} * fy = 0.85 * f_c * b * a$$

$$395 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 8.13 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.13}{0.85} = 9.56 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{118 - 9.56}{9.56} * 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.034 > 0.005$$

4.8.3 Design of shear:

$$L_a / L_b = 4.0 / 5.3 = 0.75$$

From Table (12-6):

Case (1)

$$W_a = 0.76$$

$$W_b = 0.24$$

$$V_{ua} = q_u * L_a * W_a$$

$$V_{ua} = 21 * 4.0 * 0.76 = 63.84 \text{ KN} \quad \text{control}$$

$$V_{ub} = 21 * 5.3 * 0.24 = 26.7 \text{ KN}$$

Shear at distance d :-

$$V_{ud} = q_u * (L/2 - b_w/2 - d)$$

$$= 21 (4/2 - 0.3/2 - 0.118)$$

$$= 36.37 \text{ KN} .$$

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

$$= \frac{\sqrt{24}}{6} * 1000 * 0.118 = 96.34 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 0.75 * 96.34 = 72.3 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c \geq V_u$$

\therefore No Shear Reinforcement Required

4.9 Design of Long Column (C61) :

4-9-1 Design of the longitudinal Reinforcement:

$$P_u = 3586 \text{ KN.}$$

So, its axially loaded.

Type of column: "Tied column".

Assume $\rho_g = 0.02$.

$$p_n = \frac{p_u}{\Phi}$$

$$p_n = \frac{3586}{0.65} = 5517 \text{ KN.}$$

$$P_{n_{\max}} = 0.80 A_g [0.85 * f_c' + \rho_g (F_y - 0.85 * f_c')]$$

$$5517 = 0.80 A_g [0.85 * 24 + 0.02(420 - 0.85 * 24)]$$

$$A_{g \text{ req}} = 0.24 \text{ m}^2.$$

Use $0.6 \text{ m} * 0.4 \text{ m}$.

$$A_g = 0.6 * 0.4 = 0.24 \text{ m}^2.$$

-Determination of required ρ_g :-

$$P_{n_{\max}} = 0.80 A_g [0.85 * f_c' + \rho_g (F_y - 0.85 * f_c')]$$

$$5517 = 0.80 * 0.24 * [0.85 * 24 + \rho_g (420 - 0.85 * 24)]$$

$$\rho_g = 0.02.$$

$$\rho_g > (\rho_{\min} = 0.01) \dots\dots\dots (ACI-Cod-10.16.8.6)$$

$$\text{Required } A_s = \rho_g * A_g = 0.02 * 2400 = 48 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Use } 16 \text{ } \emptyset 20 \dots\dots\dots A_{s \text{ provided}} = 50.24 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ max}} = 0.08 * 2400 = 192 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.01 * 2400 = 24 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ max}} > A_s > A_{s \text{ min}} \dots\dots\dots \text{OK.}$$

4-9-2-Check Slenderness Effect:

a) In 60 cm direction (about Y-axis) :

$$(KL_u/r) \leq (34 - 12[M_1/M_2])$$

$$\leq 40 \dots\dots\dots ACI 10-12-2.$$

L_u : Actual unsupported (unbraced) length.

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

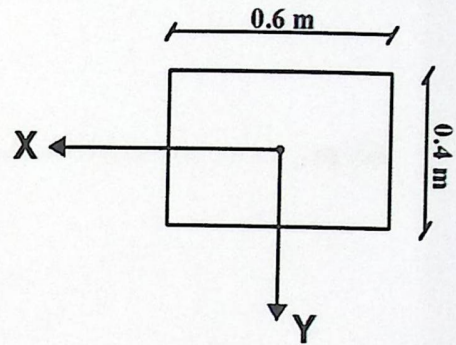
r : radius of gyration $= 0.3 * h = \sqrt{I/A}$.

$M_1/M_2 = 1$ for the interior column.

$L_u = 3.9$ m.

$$(1 * 3.9 / (0.3 * 0.6m)) \leq (34 - 12[1])$$

$21.7 \leq 22 \dots\dots\dots$ short in the 60 cm direction.



b) In 40cm direction (about X-axis) :

$$(KL_u/r) \leq (34 - 12[M_1/M_2])$$

$$\leq 40 \dots\dots\dots ACI 10-12-2.$$

L_u : Actual unsupported (unbraced) length.

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

r : radius of gyration $= 0.3 * h = \sqrt{I/A}$.

$M_1/M_2 = 1$ for the interior column.

$L_u = 3.9$ m.

$$(1 * 3.9 / (0.3 * 0.4m)) \leq (34 - 12[1])$$

$32.5 \geq 22 \dots\dots\dots$ long in the 40 cm direction.

-Slenderness effect must be considered.

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 * P_c}} \geq 1.0 \dots\dots\dots A.C.I (10.12.3) eq(10.9).$$

$$C_m = 1.0 \text{ (for single curvature - braced frame) } \dots\dots\dots A.C.I (10.12.3.1).$$

$$P_u = (1.2 * DL) + (1.6 * LL).$$

$$P_u = 3586 \text{ KN.}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(Kl_u)^2} \dots\dots\dots \text{A.C.I (10.12.3) eq (10.10).}$$

EI = large of:

$$EI = \frac{(0.2E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta d} \dots\dots\dots \text{eq (1)}$$

Or

$$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta d} \dots\dots\dots \text{eq (2)}$$

$$E_c = 4700\sqrt{f_c'} \leftarrow N/mm^2.$$

$$E_c = \frac{4700\sqrt{24}}{1000} = 23.03 \text{ MPa}$$

I_g = moment of inertia of gross concrete section about centroidal axis, neglecting Reinforcement, mm^4 .

$$I_g = \frac{b * h^3}{12} = \frac{600 * 400^3}{12} = 3200000000 \text{ mm}^4.$$

I_{se} = Moment of inertia of reinforcement about centroidal axis of member cross section, mm^4 .

$$I_{se} = 2(A_s * x^2) = 2(6 * 314 * 115^2) = 49831800 \text{ mm}^4.$$

$$E_s = 200000 \text{ Mpa.}$$

$$\beta d = \frac{\text{factored axial dead load}}{\text{factored axial total load}} = \frac{2600.16}{3586} = 0.725.$$

From equation 1 and 2 we select the large value:

$$EI = \frac{((0.2 * 23.03 * 3200000000) + (200000 * 49831800))}{1 + 0.725} = 5.79 * 10^{12} \text{ N.mm}^2$$

(control).

$$EI = \frac{0.4 * 23.03 * 3200000000}{1 + 0.725} = 1.71 * 10^{10} \quad N.mm^2$$

$$P_c = \frac{\pi^2 * 5.79 * 10^{12}}{(1.0 * 3.9 * 1000)^2} = 37571 \quad KN .$$

$$\delta_{ns} = \frac{1.0}{1 - \frac{3586}{0.75 * 37571}} = 1.15 \geq 1.0 \dots\dots\dots OK .$$

$$e_{min} = 15 + (0.03 * h) = 15 + (0.03 * 400) = 27 \quad mm$$

$$e_{used} \text{ for the design} = 1.15 * 27 = 31.05 \text{ mm} .$$

the value of e is too small to use the inter action diagram .

so as we found above use **Use 16 Ø 20**

4-9-3 Check for spacing between the bar:

$$S = \frac{600 - 2 * 40 - 2 * 10 - 2 * 20 - 5 * 20}{5}$$

$$S = 72 \text{ mm} \geq \frac{4}{3} \text{ M.A.S}$$

$$\geq 40 \text{ mm}$$

$$\geq 1.5d_b = 30 \text{ mm}$$

4-9-4 Design of Tie Reinforcement:

Use Ø 10 ties.

- 1) Spacing (S) $\leq 16 * d_b$ (Longitudinal bar diameter) = $16 * 20 = 320 \text{ mm} \dots \text{control}.$
- 2) $48 * d_t$ (ties bar diameter) = $48 * 10 = 480 \text{ mm}.$
- 3) Least dimension = 400 mm.

Use "Ø 10" Ties @ 25 cm spacing.

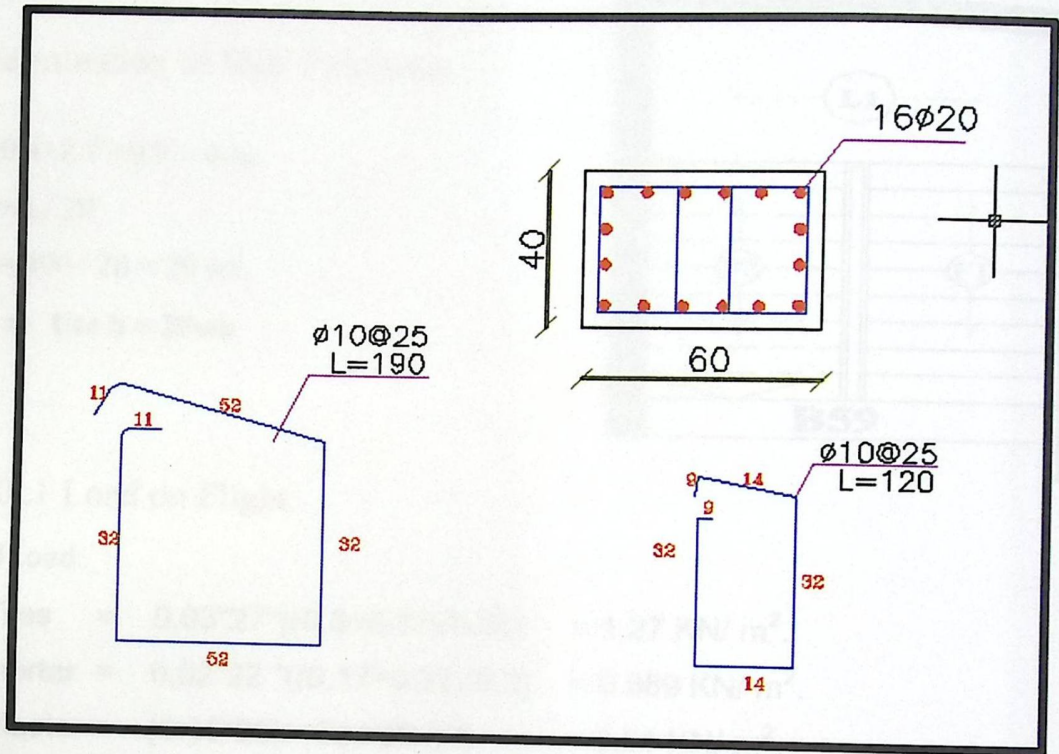


Fig. (4-14):Section of column (C61).

4. 10 Design of Stairs 1 :

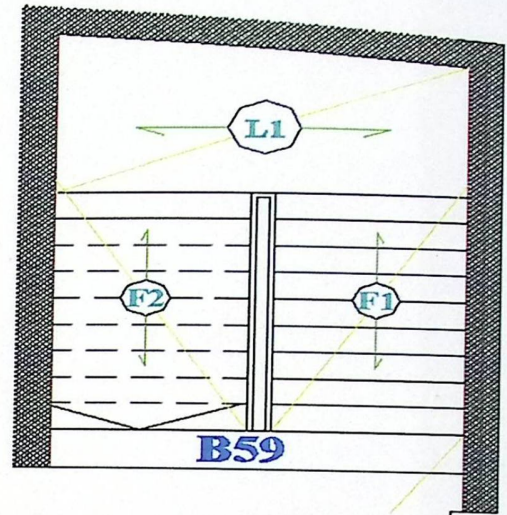
Determination of Slab Thickness:

$$L = 0.4 + 2.7 + 0.9 = 4 \text{ m.}$$

$$h_{\text{req}} = L / 20$$

$$h_{\text{req}} = 400 / 20 = 20 \text{ cm}$$

⇒ Use $h = 20\text{cm}$.



4. 10 .1 Load on Flight:

Dead Load:

$$\text{Tiles} = 0.03 * 27 * ((0.3 + 0.17) / 0.30) = 1.27 \text{ KN/ m}^2.$$

$$\text{mortar} = 0.02 * 22 * ((0.17 + 0.30) / 0.3) = 0.689 \text{ KN/ m}^2.$$

$$\text{Plaster} = (0.02 * 22) / (\text{Cos } 29.53) = 0.51 \text{ KN/ m}^2.$$

$$\text{Steps} = ((0.17 * 0.3) / 2) * 25 / 0.3 = 2.125 \text{ KN / m}^2.$$

$$\text{Slab} = 0.20 * 25 / \text{Cos } 29.53 = 5.75 \text{ KN/ m}^2.$$

$$\text{Total dead load} = 10.34 \text{ KN/ m}^2.$$

Live load:

$$\text{Live load for stairs} = 5 \text{ KN/ m}^2.$$

Factored load

$$qu = 1.2 * 10.34 + 1.6 * 5 = 20.41 \text{ KN/ m}^2.$$

For one meter Strip, $qu = 20.41 \text{ KN/ m}$.

4. 10 .2 Load on landing :

Dead Load:

$$\text{Tiles} = 0.03 \times 22 = 0.66 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Mortar} = 0.02 \times 22 = 0.44 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Slab} = 0.20 \times 25 = 5 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Plaster} = 0.02 \times 22 = 0.44 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Sand} = 0.07 \times 16 = 1.12 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Total dead load} = 7.66 \text{ KN/m}^2.$$

Live load:

$$\text{Live load for stairs} = 5 \text{ KN/ m}^2.$$

Factored load

$$q_u = 1.2 \times 7.66 + 1.6 \times 5 = 17.2 \text{ KN/ m}^2.$$

For one meter Strip, $q_u = 17.2 \text{ KN/ m}.$

Design of Flight :-

4. 10 .3 Design of Shear :

- Assume $\emptyset 12$ for main reinforcement:-

$$\text{So, } d = 200 - 20 - 6 = 174 \text{ mm}$$

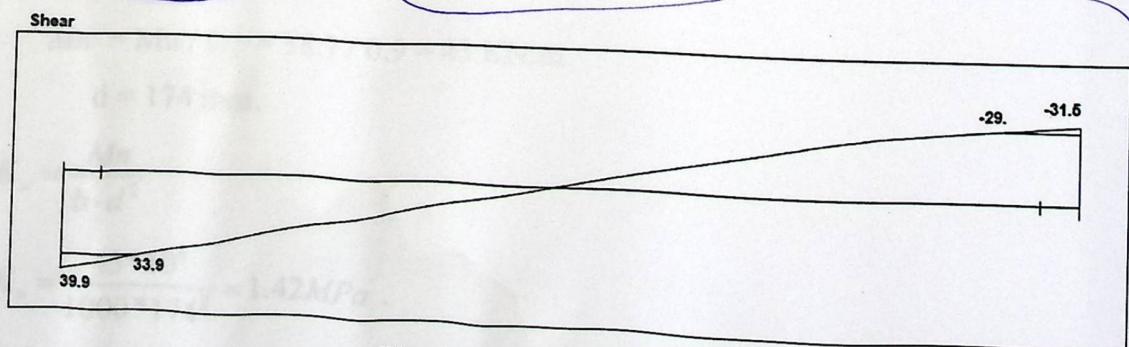


Figure (4-15) : Shear Envelope

$$V_u = 33.9 \text{ KN .}$$

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

$$\phi V_c = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 174}{6} = 106.6 \text{ KN}$$

$$V_u = 33.9 \text{ KN} < \phi V_c = 106.6 \text{ KN .}$$

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

4. 10 .4 Design of Bending Moment :

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair

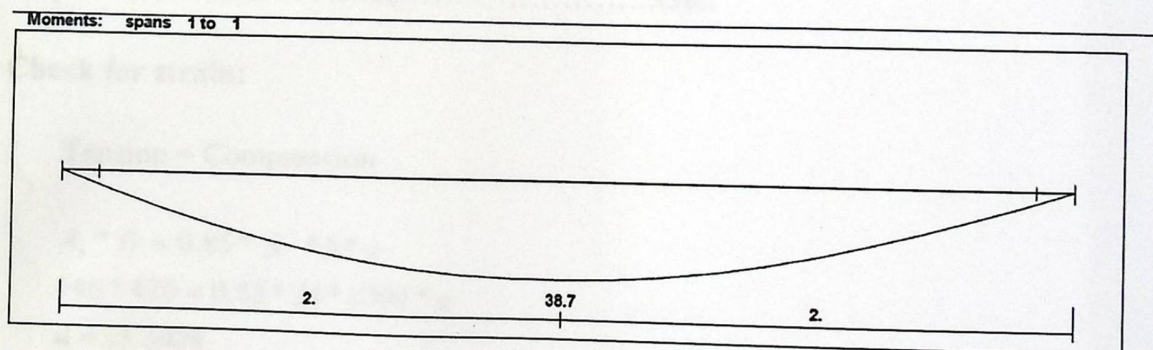


Figure (4-16) : Moment Envelope

$$M_u = 38.7 \text{ kN.m}$$

$$M_n = M_u / 0.9 = 38.7 / 0.9 = 43 \text{ KN.m.}$$

$$d = 174 \text{ mm.}$$

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

$$K_n = \frac{43 * 10^6}{1000 * 174^2} = 1.42 \text{ MPa .}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.42}{420}} \right) = 3.51 \times 10^{-3}$$

$$A_{s_{req}} = 3.51 \times 10^{-3} \times 100 \times 174 = 610.74 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{s_{min}} = 360 \text{ mm}^2 \leq A_{s_{req}} = 610.74 \text{ mm}^2$$

Use ϕ 12 $\gg \gg$ 610.74/113 = 5.4

Use 1 ϕ 12 @ 17.5 cm c/c with $A_s = (100 / 17.5) \times 1.13 = 646 \text{ mm}^2$.

As provided = 6.46 > As req.....**OK.**

Check for strain:

Tension = Compression

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

$$646 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 1000 \times a$$

$$a = 13.3 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{13.3}{0.85} = 15.6 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{168 - 15.6}{15.6} \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.03 > 0.005 \longrightarrow \text{ok}$$

4. 10 .5 Secondary reinforcement:

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

Use Φ 10 @ 20 cm

4. 10 .6 Design of landing :-

-Reaction (factored) of the staire on the landing = $(1.2*15.6)+(1.6*8)=31.52$ KN /m.

-Factored Total load/m. = Factored (D.L) + Factored (L.L) + Reaction of the satire = $(1.2*7.66) + (1.6*5) + 31.52 = 9.2 + 8+31.52 = 48.72$ KN/m².

Design of Bending:

$$Mu = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{48.72 \times 3.4^2}{8} = 70.4 \text{KN.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{70.4}{0.9} = 78.2 \text{KN.m}$$

Assume $\emptyset 16$ for main reinforcement:-

$$d = 200 - 20 - .8 = 172 \text{mm.}$$

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

$$K_n = \frac{78.2 * 10^6}{1000 * 172^2} = 2.64 \text{ MPa.}$$

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

$$\rho_{req} = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 2.64}{420}} \right) = 0.00676$$

$$As_{req.} = 0.00676 \times 1000 \times 172 = 1162.7 \text{mm}^2$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (bw)(d)$$

$$\Rightarrow As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (1000)(172) \geq \frac{1.4}{420} (1000)(172)$$

$$As_{min} = 501.6 \geq 573.3$$

$$\rightarrow A_{s_{\min}} = 573 \text{ mm}^2 \dots \text{Control}$$

$$A_{s_{\text{req.}}} = 1162.7 \text{ mm}^2 > A_{s_{\min}} = 573 \text{ mm}^2$$

Use 1 ϕ 14 @ 12.5cm

Secondary reinforcement:

$$A_{s_{\text{Shrinkage}}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 20 = 360 \text{ mm}^2$$

Use 1 ϕ 12 @ 25 cm

4. 10 .7 Design of shear:

$$V_u = \frac{qu \times L}{2} = \frac{48.72 \times 3.4}{2} = 82.8 \text{ KN}$$

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

$$\phi V_c = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 172}{6} = 105.3 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 105.3 \text{ KN} > V_u = 82.8 \text{ KN}$$

No shear Reinforcement is required.

4.11 Design of Stairs 2 :

4.11 .1 Determination of Slab Thickness:

$$L = 0.9 + 2.7 + 0.9 = 4.5 \text{ m.}$$

$$h_{\text{req}} = L / 20$$

$$h_{\text{req}} = 450 / 20 = 22.5 \text{ cm} \dots \text{take } h = 25 \text{ cm.}$$

\Rightarrow Use $h = 25 \text{ cm.}$

4.11 .2 Load on Flight:

Dead Load:

Tiles	=	$0.03 \times 27 \times ((0.3 + 0.17) / 0.30)$	=	1.27 KN/ m^2 .
Mortar	=	$0.02 \times 22 \times ((0.17 + 0.30) / 0.3)$	=	0.689 KN/ m^2 .
Plaster	=	$(0.02 \times 22) / (\text{Cos } 29.53)$	=	0.51 KN/ m^2 .
Steps	=	$((0.17 \times 0.3) / 2) \times 25 / 0.3$	=	2.125 KN / m^2 .
Slab	=	$0.25 \times 25 / \text{Cos } 29.53$	=	7.18 KN/ m^2 .
Total dead load			=	11.8 KN/ m^2.

Live load:

$$\text{Live load for stairs} = 5 \text{ KN/ m}^2.$$

Factored load

$$q_u = 1.2 \times 11.8 + 1.6 \times 5 = 22.16 \text{ KN/ m}^2.$$

4.11 .3 Load on landing :

Dead Load:

Tiles	=	0.03×22	=	0.66 kN/ m^2
Mortar	=	0.02×22	=	0.44 kN/ m^2
Slab	=	0.25×25	=	6.25 KN/ m^2 .
Plaster	=	0.02×22	=	0.44 KN/ m^2 .
Sand	=	0.07×16	=	1.12 KN/ m^2 .
Total dead load			=	8.9 KN/ m^2.

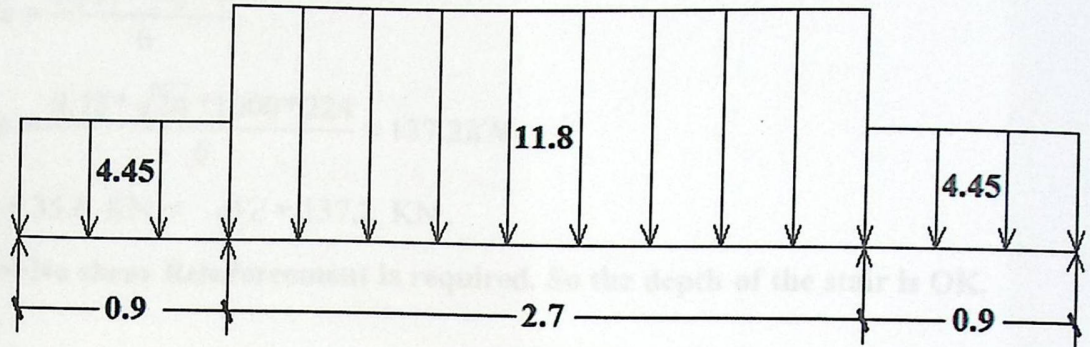
Live load:

$$\text{Live load for stairs} = 5 \text{ KN/ m}^2.$$

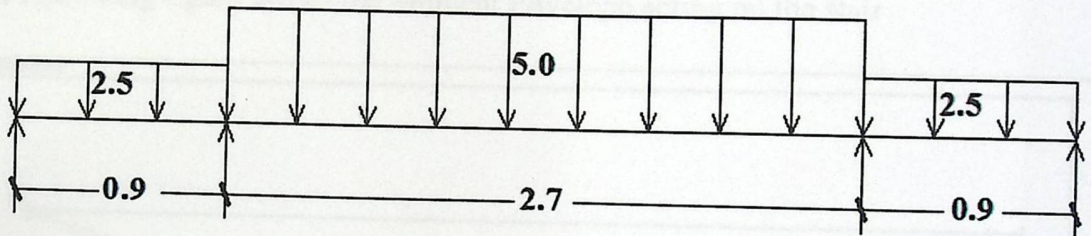
Factored load

$$q_u = 1.2 \times 8.9 + 1.6 \times 5 = 18.68 \text{ KN/ m}^2.$$

4.11 .4 System and Loading :



Dead load



Live load

Figure (4-17) : Loading on stairs.

4.11 .5 Design of Shear :

- Assume $\varnothing 12$ for main reinforcement:-
So, $d = 250 - 20 - 6 = 224$ mm

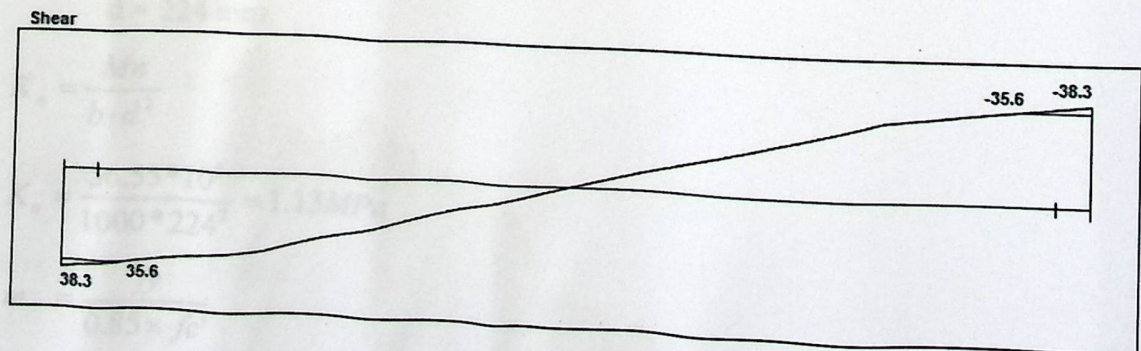


Figure (4-18) : Shear Envelope

$$V_u = 35.6 \text{ KN} .$$

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

$$\phi V_c = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 224}{6} = 137.2 \text{ KN}$$

$$V_u = 35.6 \text{ KN} < \phi V_c = 137.2 \text{ KN} .$$

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

4.11 .6 Design of Bending Moment :

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair

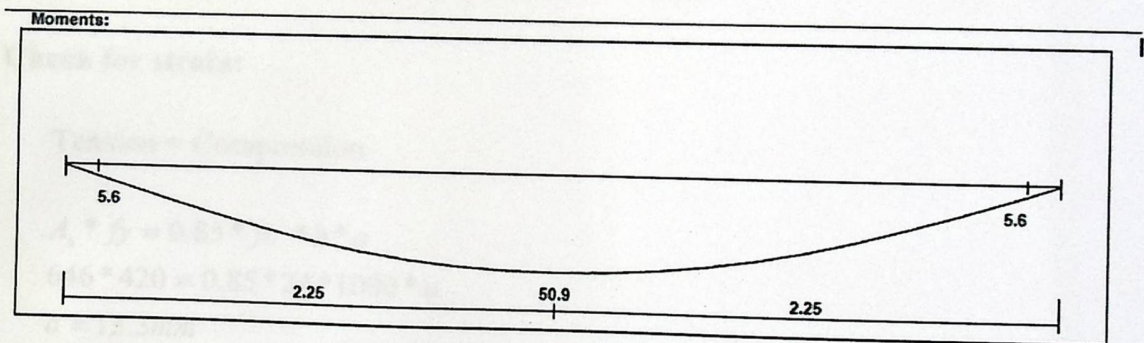


Figure (4-19) : Moment Envelope

$$M_u = 50.9 \text{ kN.m}$$

$$M_n = M_u / 0.9 = 50.9 / 0.9 = 56.55 \text{ KN.m.}$$

$$d = 224 \text{ mm.}$$

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

$$K_n = \frac{56.55 * 10^6}{1000 * 224^2} = 1.13 \text{ MPa} .$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.13}{420}} \right) = 2.77 \times 10^{-3}$$

$$A_{s_{req}} = 2.77 \times 10^{-3} \times 1000 \times 224 = 620.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 450 \text{ mm}^2 \leq A_{s_{req}} = 620.5 \text{ mm}^2$$

Use $\Phi 12 \gg \gg 620.5/113 = 5.5$

Use 1 $\Phi 12$ @ 17.5 cm c/c with $A_s = (100 / 17.5) \times 1.13 = 646 \text{ mm}^2$.

As provided = 6.46 > As req.....OK.

Check for strain:

Tension = Compression

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

$$646 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 1000 \times a$$

$$a = 13.3 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{13.3}{0.85} = 15.6 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{168 - 15.6}{15.6} \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.03 > 0.005 \rightarrow \text{ok}$$

4.11.7 Secondary reinforcement:

$$A_{s_{Shrinkage}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450 \text{ mm}^2$$

Use $\phi 10$ @ 17.5 cm

4.11 .8 Design of landing by using Safe:

-Reaction (*factored*) of the stair on the landing :

$$D.L= 20 \text{ KN/ m } , \quad L.L = 9 \text{ KN/ m.}$$

-Loads on the Landing :-

$$D.L=8.9 \text{ KN/ m}^2 , \quad L.L=5 \text{ KN/ m}^2.$$

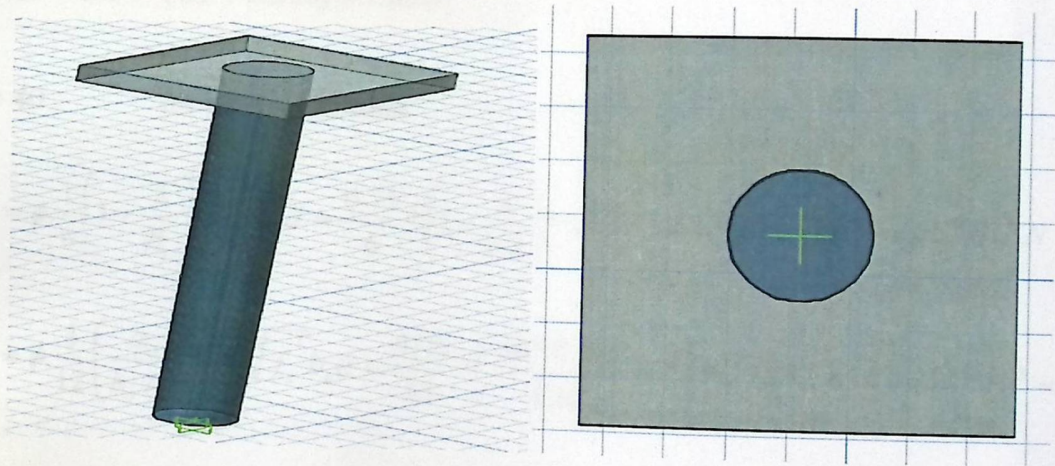


Figure (4-20) :Top and side view for Landing.

4.11 .9 Check for two way shear action (Punishing):

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

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d$$

Where:

$$\beta_c = \frac{\text{Column Length (a)}}{\text{Column Width (b)}} = 1$$

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

$$d = 250 - 20 - 12 = 218 \text{ mm}$$

$$b_o = \pi D = 3.14 * (0.3 + 0.218) = 1.63 \text{ m}$$

$$\alpha_s = 40 \quad \text{for interior column}$$

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{6} * \left(1 + \frac{2}{1.0} \right) * \sqrt{24} * 1.63 * 0.218 * 10^3 = 652.81 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{40 * 0.218}{1.63} + 2 \right) * \sqrt{24} * 1.63 * 0.218 * 10^3 = 799.65 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 1.63 * 0.218 * 10^3 = 435.2 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 435.2 \text{ KN} \quad \dots \text{ Control}$$

$$V_{u_d} = AV_u - A_c r (W_u)$$

$$AV_u = 268.44 \text{ KN} \quad \dots \text{ From Safe}$$

$$A_c r = \pi * D^2 \ / 4$$

$$= 3.14 * (0.3 + 0.218)^2 \ / 4$$

$$= 0.211 \text{ m}^2$$

$$V_{u_d} = 268.44 - (0.211 * 18.68) = 264.5 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 435.2 \text{ KN} > V_{u_d} = 264.5 \text{ KN} \quad \dots \text{ satisfied}$$

4 -12 Design of shear wall :-

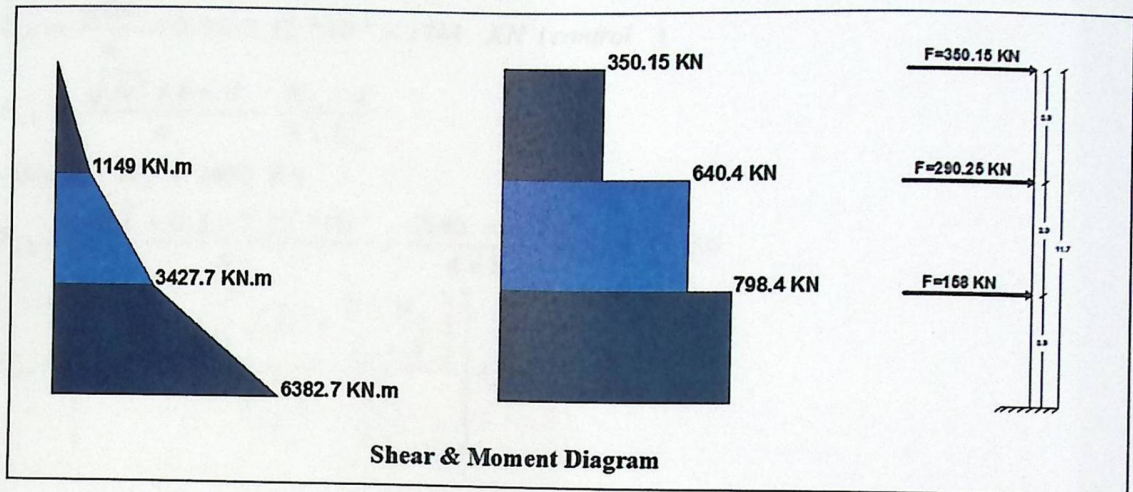


Figure (4-21) : Shear and moment diagram.

$$F_c = 24 \text{ MPa}$$

$$F_y = 420 \text{ MPa}$$

$t=30 \text{ cm}$.shear wall thickness

$L_w = 8.9 \text{ m}$.shear wall width

H_w for one wall = 3.9 m story height

4 -12 - 1: Design of the Horizontal reinforcement:

$$\sum F_x = V_u = 798.4 \text{ KN}$$

4 -12 - 2: Design of shear

The critical Section is the smaller of :

$$\frac{l_w}{2} = \frac{8.9}{2} = 4.45 \text{ m} \dots \dots \text{ control}$$

$$\frac{h_w}{2} = \frac{11.7}{2} = 5.85 \text{ m}$$

$$d = 0.8 \times l_w = 0.8 \times 8.9 = 7.12 \text{ m}$$

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b \times d$$

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.3 \times 7.12 \times 10^3 = 1744 \text{ KN (control)}$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{f_c'} \times b \times d}{4} + \frac{N_u \times d}{4 \times L_w}$$

Assume $N_u = 2690 \text{ KN}$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{24} \times 0.3 \times 7.12 \times 10^3}{4} + \frac{2690 \times 7.12}{4 \times 8.9} = 3154 \text{ KN}$$

$$V_{c3} = \left[\frac{\sqrt{f_c'}}{2} + \frac{l_w \left(\sqrt{f_c'} + \frac{2 \times N_u}{l_w \times h} \right)}{\left\langle \frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right\rangle} \right] \times \frac{h \times d}{10}$$

$$\left\langle \frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right\rangle = 0.7 > 0$$

$\therefore V_{c3} = \text{Will apply}$

$$V_{c3} = \left[\frac{\sqrt{24}}{2} + \frac{8.9(\sqrt{24} + 51.7)}{0.7} \right] \times \frac{0.3 \times 7.12}{10} \times 10^3 = 15423.3 \text{ KN}$$

$$V_s = V_n - V_{c1}$$

$$\therefore = (640.4 / 0.75) - 1744 = -890$$

use min

$$\left(\frac{A_v h}{S_2} \right)_{\min} = 0.0025 * h = 0.0025 * 300 = 0.75 \text{ mm}$$

$$S_2 \leq \frac{L_w}{5} = 8900 / 5 = 1780 \text{ mm}$$

$$S_2 \leq 3 * h = 3 * 300 = 900 \text{ mm} \dots \text{control}$$

select $\rightarrow \phi 10$ in both side $\rightarrow A_s = 158 \text{ mm}^2$

$$\frac{158}{S_2} = 0.75 \Rightarrow S_2 = 21 \text{ cm}$$

Select $\rightarrow S_2 = 20 \text{ cm} < S_{\min} = 90 \text{ cm}$

use $\rightarrow \phi 10 @ 20 \text{ cm (c/c)}$ in both side

4 -12 - 3: Design for Vertical reinforcement:-

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{11.7}{8.9} = 1.32 < 2.5$$

$$A_{vn} = 0.0025 \times S_1 \times h_1$$

$$S_1 \leq \frac{1}{3} L_w = \frac{1}{3} \times 8900 = 2967 \text{ mm}$$

$$S_1 \leq 3 \times h = 3 \times 300 = 900 \text{ mm}$$

Select $\phi 10$ With area $A_s = 158 \text{ mm}^2$ in both side

$$158 = 0.0025 \times S_1 \times 300$$

$$\therefore S_1 = 210.7 \text{ mm}$$

Select $S_1 = 20 \text{ cm} < 21.07 \text{ cm}$

→ Select $\phi 10 / 20 \text{ cm c/c both side}$

Select $2\Phi 10 / 20 \text{ cm}$. In tow layer

4 -12 - 4: Design of bending moment:

$$C > \left(\frac{L_w}{0.007 * 600} \right) = \frac{8.9}{4.2} = 2.12 \text{ m}$$

$$\text{length of boundary element} = C - 0.1 \times L_w$$

$$\text{length of boundary element} = 2.12 - 0.1 \times 8.9 = 1.23 \text{ m}$$

$$C_w = \frac{C}{2.0} = \frac{2.12}{2.0} = 1.06$$

Select The boundary element = 1.25m

$$A_{vs} = A_{s_v} = \frac{L_w}{s_l} \times A_{s_v} \longrightarrow = \frac{8.9}{.2} \times 158 = 7031 \text{ mm}^2$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + 0.85 * \beta * f_c * Lw * h / (As * Fy)}$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + 0.85 * 0.85 * 24 * 8.9 * 0.3 / (7031 * 10^{-6} * 420)} = 0.057$$

$$Mu = 0.9 * Fy * 0.5 * As * Lw * \left(1 - \left(\frac{Z}{Lw} / 2\right)\right) =$$

$$Mu = 0.9 * 420 * 0.5 * 7031 * 10^{-6} * 8.9 * \left(1 - \frac{0.057}{2}\right) = 11490 \text{ KN.m}$$

$$Mu_{Design} = 6382.7 - 11490 = -5107.3 \text{ KN.m}$$

So we don't need the boundary element

4-13 Design of Isolated Footing: (F6)

$$f_c' = 24 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Total factored load} = 3586 \text{ KN}$$

$$\text{Total services load} = 2783 \text{ KN.}$$

$$\text{Column Dimensions} = 60 * 40 \text{ cm.}$$

$$\text{Soil density} = 18 \text{ Kg/cm}^3.$$

$$\text{Allowable soil Pressure} = 250 \text{ KN/m}^2.$$

Assume footing to be about (60 cm) thick.

$$\text{live load} = 5 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_{net} = 250 - 5 - 0.4 * 18 - 0.60 * 25 - 0.15 * 25 = 219.05 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Area (A)} &= \text{Total Weight} / (\text{Soil Pressure}^*) \\ &= 2783 \text{ KN} / 219.05 \text{ KN/m}^2 \\ &= 12.7 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Use } L = 3.7 \text{ m, } B = 3.7 \text{ m, } A = 13.69 \text{ m}^2$$

4-13-1 Determine the depth based on shear strength:

$$q_{ult} = \frac{P_u}{\text{Area}} = 3586 / 13.69 = 261.9 \text{ KN/m}^2$$

4-13-2 Check one way shear at distance d:

$$\text{Assume (h)} = 60 \text{ cm}$$

$$d = 60 - 7.5 - 2 = 50.5 \text{ cm}$$

$$\Phi V_c \geq V_u$$

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{0.75}{6} * \sqrt{24} * 3.7 * 0.505 * 1000 = 1144.2 \text{ KN}$$

$$V_u = q_{ult} \times \left(\frac{L - a}{2} - d \right) \times B$$

$$V_u = 261.9 \times \left(\frac{3.7 - 0.6}{2} - 0.505 \right) \times 3.8 = 1040 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 1144.2 > V_u = 1040$$

4-13-3 Check this depth for two way shear action (punching):

$$V_u = q_{ult} \times ((B \times L) - (a + d)(b + d))$$

$$V_u = 261.9 \times ((3.7 \times 3.7) - (0.6 + 0.505)(0.4 + 0.505)) = 3323.5 \text{ KN}$$

The punching shear strength is the smallest of:

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d = 0.5 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d = 0.58 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = 0.33 \sqrt{f'_c} b_o d \dots\dots\dots \text{Control}$$

Where:

$$\beta_c = a/b = 60/40 = 1.5$$

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

$$= 2 \{ (0.6 + 0.505) + (0.4 + 0.505) \} = 4.02 \text{ m}$$

$$\alpha_s = 40 \quad \text{for interior column}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 0.33 \sqrt{24} \times 4.02 \times 0.505 \times 1000 = 2461.5 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 2461.5 < V_u = 3323.5$$

The Depth is not big enough .

So Take $h=75\text{cm}$

$$d = 75 - 7.5 - 2 = 65.5\text{cm}$$

$$V_u = q_{ult} \times ((B \times L) - (a + d)(b + d))$$

$$V_u = 261.9 \times ((3.7 \times 3.7) - (0.6 + 0.655)(0.4 + 0.655)) = 3238.6\text{KN}$$

$$b_o = 2\{(0.6 + 0.655) + (0.4 + 0.655)\} = 4.62\text{ m}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 0.33\sqrt{24} \times 4.62 \times 0.655 \times 1000 = 3669\text{KN}$$

$$\Phi V_c = 3669 > V_u = 3238.6$$

4-13-4 Design for Bending Moment:

$$\begin{aligned} M_u &= \left(q_{ult} \times W \times \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right) \right) \times 0.5 \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right) \\ &= \left(261.9 \times 3.7 \times \left(\frac{3.7}{2} - \frac{0.6}{2} \right) \right) \times 0.5 \left(\frac{3.7}{2} - \frac{0.6}{2} \right) = 1164\text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$M_n = 1164/0.9 = 1293\text{ KN.m}$$

$$K_n = M_n / b.d^2 = 0.815\text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.815}{420}} \right) = 0.002$$

$$A_s = 0.002 \times 3700 \times 655 = 4847\text{ mm}^2.$$

$$A_{s \min} = 0.0018 * 3700 * 750 = 4995 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{control.}$$

Use 25 ϕ 16 (for both directions).

4-13-5 Check transfer of load at base of column (Design of dowels):

In column:

$$\Phi P_n = \Phi(0.85 f_c' A_g)$$

$$\Phi P_n = 0.65(0.85 \times 24 \times 0.4 \times 0.6 \times 1000) = 3182.4 \text{ KN}$$

$$\Phi P_n = 3182.4 < P_u = 3586$$

Dowels are required for load transfer.

$$A_s = [(P_u - P_n) / \Phi] / F_y$$

$$= [(3586 - 3182.4) / 0.65] / 420$$

$$= 1478 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Control}$$

But the minimum reinforcement of dowels:

$$A_s = 0.005 * (400 \times 600) = 1200 \text{ mm}^2$$

In footing :

$$\Phi P_n = \Phi(0.85 f_c' A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}})$$

$$A_1 = 0.4 * 0.6 = 0.24 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 3.7 * 3.7 = 13.69 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{13.69}{0.24}} = 7.55 > 2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\Phi P_n = 0.65 \times (0.85 \times 24 \times 0.24 \times 2) \times 1000 = 6364.8 \text{ KN}$$

$$\Phi P_n = 6364.8 > P_u = 3586 \dots \dots \dots \text{ok}$$

4-13-6 Development Length :

In column:

Ld for ϕ 20:

$$L_d = \frac{f_y}{4\sqrt{f_c'}} db = \frac{420}{4\sqrt{24}} \times 20 = 428.7 \text{ mm}$$

$$L_d = 0.043 \times db \times f_y = 0.043 \times 20 \times 420 = 361.2 \text{ mm}$$

$$\therefore L_d = 428.7 \text{ mm}$$

In Footing:

$$\text{Available embedment} = 750 - 75 - (2 \times 20) = 635 \text{ mm} > 428.7 \text{ mm}$$

\therefore OK.

4-13-7 Development Length :

Category (A), item 2 applies,

Ld for ϕ 16:

$$L_d = \frac{9}{10} \times \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} \times \frac{\alpha \times \beta \times \gamma \times \lambda}{\left(\frac{k_{tr} + c}{db}\right)} \times db = \frac{9}{10} \times \frac{420}{\sqrt{24}} \times \frac{1 \times 1 \times 0.8 \times 1}{2.5} \times 20 = 493.8 \text{ mm}$$

Available embedment = $((370-60)/2) - 7.5 = 147.5 \text{ cm}$

= 1475mm > 493.8 mmok

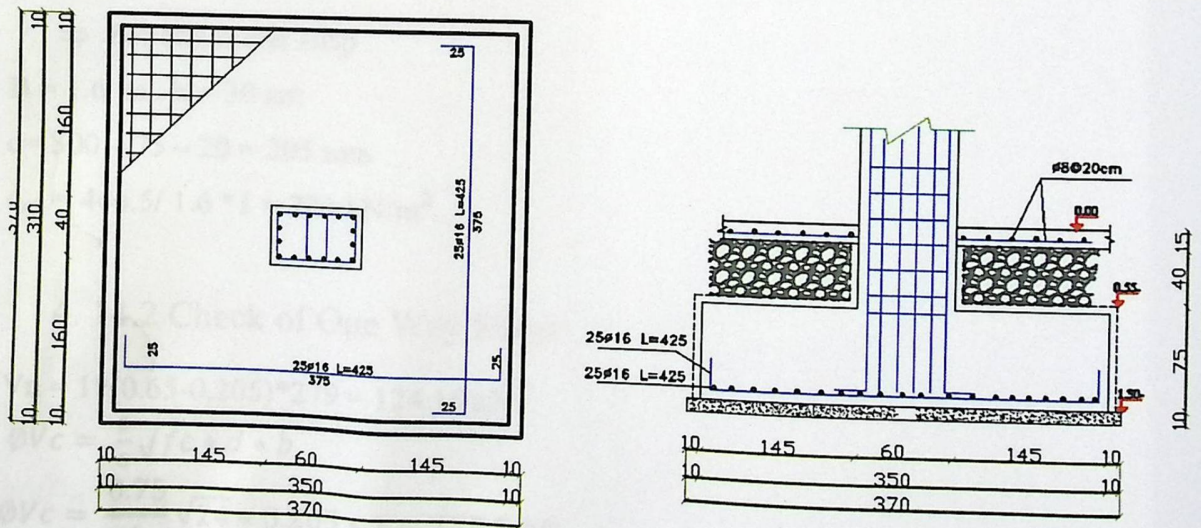


Fig. (4-22): Top view and section in footing (F6).

4. 14 Design of strip Footing no 20 :

4. 14.1 Determination of load:

From Etabs:

Total Service load = 349.5 KN/m.

Total factored load = 446.5 KN/m.

Soil density = 18 Kg/cm³.

Allowable soil Pressure = 250 KN/m².

Assume footing to be about (30 cm) thick.

live load = 5 kN/m²

$$q_{\text{allow}} = 250 - 5 - 0.4 \cdot 18 - 0.3 \cdot 25 = 230.3 \text{ kN/m}^2$$

$$A = \frac{349.5}{230.3} = 1.52 \text{ m}^2$$

⇒ For one meter strip

$$B = 1.6 \text{ m}, h = 30 \text{ cm}$$

$$d = 300 - 75 - 20 = 205 \text{ mm}$$

$$q_{\text{ult}} = 446.5 / 1.6 \cdot 1 = 279 \text{ kN/m}^2.$$

4. 14.2 Check of One Way Shear:

$$V_u = 1 \cdot (0.65 - 0.205) \cdot 279 = 124.16 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = \frac{\phi}{6} \sqrt{f_c} \cdot d \cdot b$$

$$\phi V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{24} \cdot 0.205 \cdot 1 = 125.5 \text{ kN}$$

$$\phi V_c > V_u$$

4. 14.3 Design of Bending Moment:

In transverse direction:-

$$M_u = 279 * 0.65^2 / 2 = 58.94 \text{ kN.m}$$

$$M_n = \frac{58.94}{0.9} = 65.5 \text{ KN.m}$$

$$K_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{65.5 * 10^{-3}}{1 * 0.205^2} = 1.56 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.56}{420}} \right) = 3.87 * 10^{-3}$$

$$A_{s_{Req.}} = \rho * b * d = 3.87 * 10^{-3} * 205 * 1000 = 793.35 \text{ mm}^2 / m$$

$$A_{s_{Shrinkage}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 300 * 1000 = 540 \text{ mm}^2 / m$$

$$A_{s_{Req.}} = 793.35 > A_{s_{Shrinkage}} = 540 \text{ mm}^2 / m$$

Use ϕ 14

$$\text{No.} = 793.35 / 154 = 5.15$$

ϕ 14 at 20 cm c/c

Check of strain:

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

$$924 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 19.02 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{19.02}{0.85} = 22.38 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{205 - 22.38}{22.38} * 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.024 > 0.005$$

\Rightarrow OK

4.15 Design of Mat Foundation :-

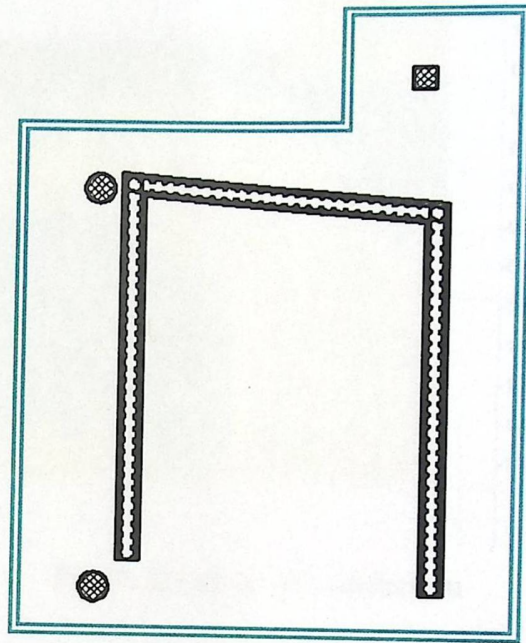


Fig.(4.24) Mat footing

4.15 .1 Design of shear :

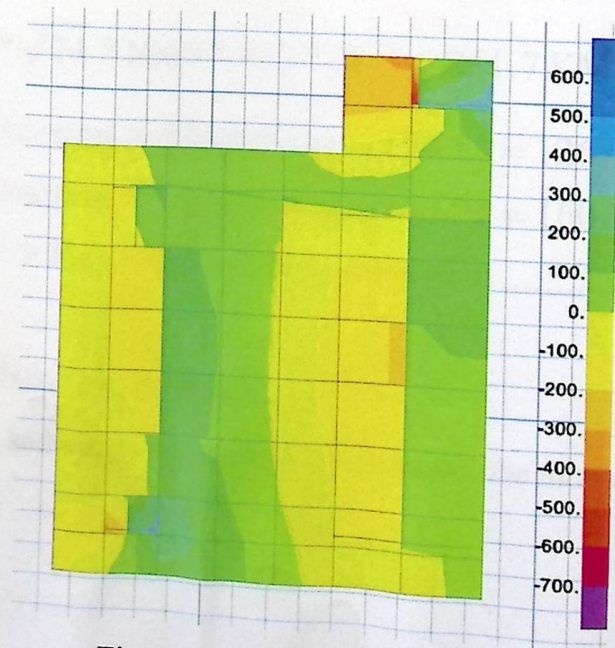


Fig.(4.25) shear in X-direction

Static \rightarrow gsm

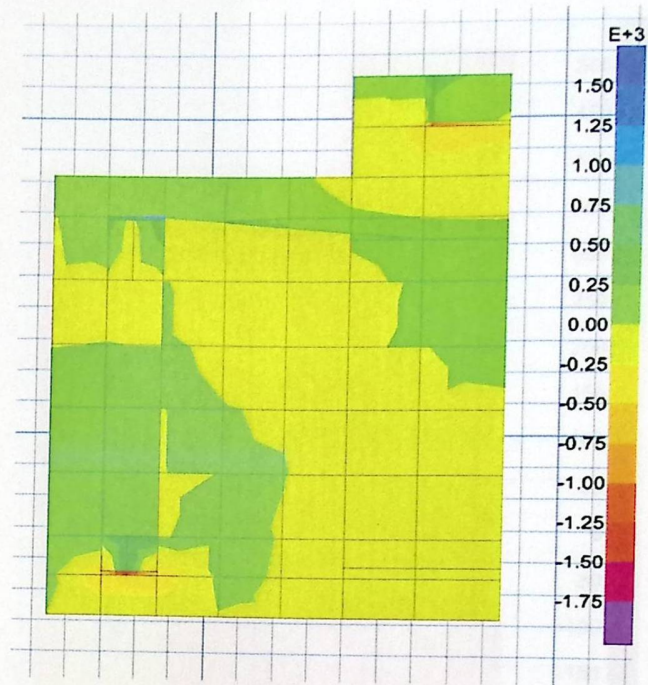


Fig.(4.26) shear in Y-direction

$$d = 50 - 7.5 - 1.4 = 41.1 \text{ cm}$$

$$\phi.V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{f_c'} * b_w * d$$

$$\phi.V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 411 * 10^{-3} = 251.7 \text{ KN}$$

$$V_{u_{\max}} \text{ in } x \text{ direction} = 126 \text{ KN} / \text{m} = 126 * 1 = 126 \text{ KN}$$

$$V_{u_{\max}} \text{ in } y \text{ direction} = 160 \text{ KN} / \text{m} = 160 * 1 = 160 \text{ KN}$$

$$\phi.V_c = 251.7 \text{ KN} > V_u \text{ in both directionOK}$$

4.15.2 Design of bending moment

By using the SAFE software to analyze the foundation, the moment result is as in the following chart:

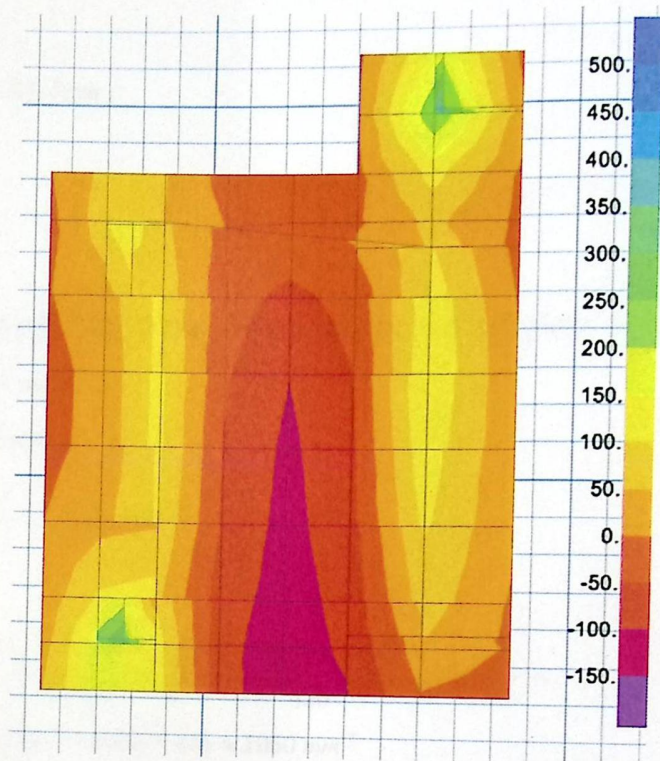


Fig.(4.27) Moment in X-direction

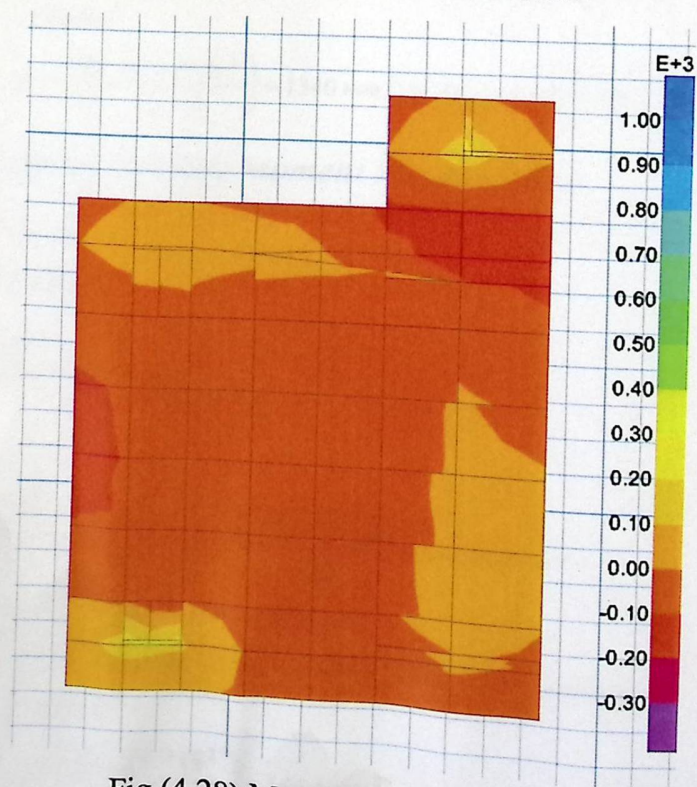


Fig.(4.28) Moment in Y-direction

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d = 50 - 7.5 - 1.4 = 41.1 \text{ cm.}$$

$$F_y = 420 \text{ Mpa.}$$

$$F_c' = 24 \text{ Mpa}$$

4.15 .2.1 Design of Negative Moment in x direction

$$-Ve \ Mu_{\max} = 150 \text{ KN.m / m}$$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{160}{0.9} = 177.8 \text{ KN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b.d^2} = \frac{177.8 * 10^6}{1000 * 411^2} = 1.053 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Kn}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.053}{420}} \right) = 2.58 * 10^{-3}$$

$$A_{s_{req}} = \rho * b * d = 2.58 * 10^{-3} * 1000 * 411 = 1060 \text{ mm}^2$$

$$\text{Shrinkage \& temperatur } e = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 500 = 900 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{req}} = 1060 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Control}$$

$$\text{Select } \phi 16 @ 15 \text{ cm} \Rightarrow A_s = \frac{100}{15} * \left(\frac{\pi * 16^2}{4} \right) = 1340 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 1060 \text{ mm}^2 \quad \text{in both direction}$$

4.15 .2.2 Design of Positive moment in x direction

$$+ve \ Mu_{\max} = 250 \text{ KN.m / m}$$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{250}{0.9} = 277.8 \text{ KN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b.d^2} = \frac{277.8 * 10^6}{1000 * 411^2} = 1.64 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Kn}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.64}{420}} \right) = 4.08 * 10^{-3}$$

$$A_{s_{req}} = \rho * b * d = 4.08 * 10^{-3} * 1000 * 411 = 1677 \text{ mm}^2$$

$$\text{Shrinkage \& temperatur } e = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 500 = 900 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{req}} = 1677 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Control}$$

$$\text{Select } \phi 18 @ 15 \text{ cm} \Rightarrow A_s = \frac{100}{15} * \left(\frac{\pi * 18^2}{4} \right) = 1694 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 1677 \text{ mm}^2 \quad \text{in both direction}$$

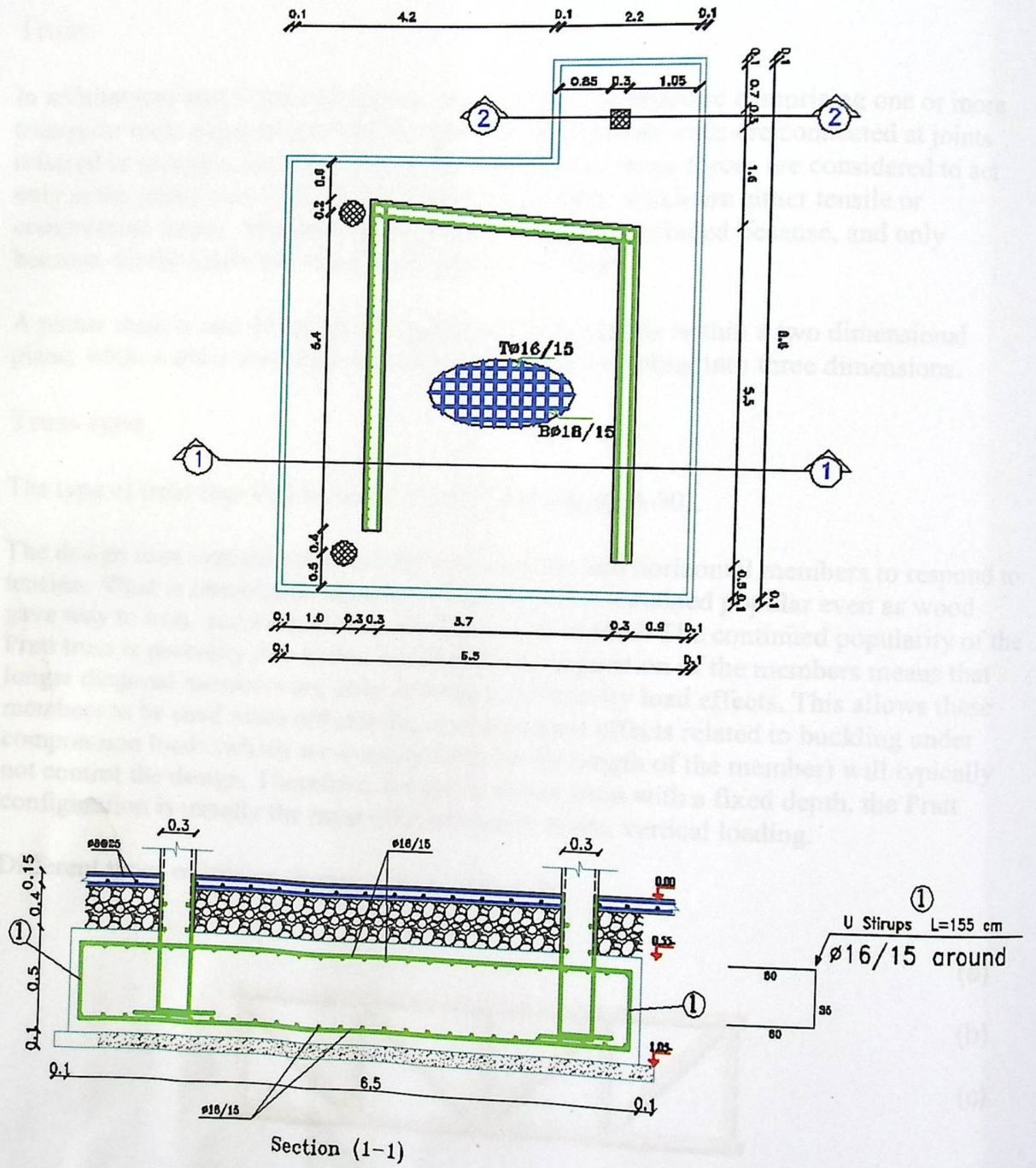


Figure (4-29) :Plan and section for mat foundation.

4.16 Design of Steel :

Truss:

In architecture and structural engineering, a truss is a structure comprising one or more triangular units constructed with straight members whose ends are connected at joints referred to as nodes. External forces and reactions to those forces are considered to act only at the nodes and result in forces in the members which are either tensile or compressive forces. Moments (torques) are explicitly excluded because, and only because, all the joints in a truss are treated as revolutes.

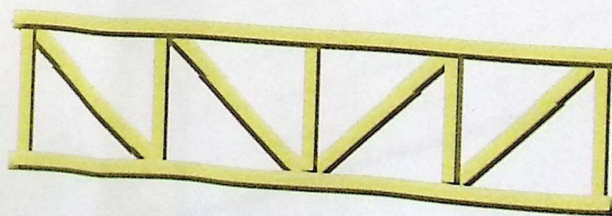
A planar truss is one where all the members and nodes lie within a two dimensional plane, while a space truss has members and nodes extending into three dimensions.

Truss type:

The type of truss that will be use is Pratt Truss (Figure 4-30).

The design uses vertical members for compression and horizontal members 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 Pratt truss is probably due to the fact that the configuration of the members means that longer diagonal members are only in tension for gravity load effects. This allows these members 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 given planar truss with a fixed depth, the Pratt configuration is usually the most efficient under static, vertical loading.

Different types of trusses shown in the figure 4-31.



(a)

(b)

(c)

Figure 4-30 : Pratt truss

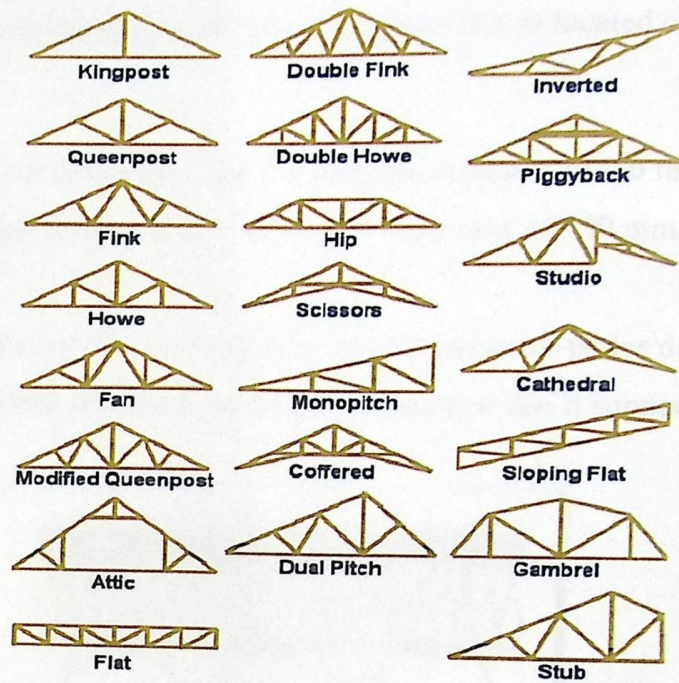


Figure 4-31 : types of truss

The figure 4-32 shows plan of the sports hall that is wanted to do truss system in it.

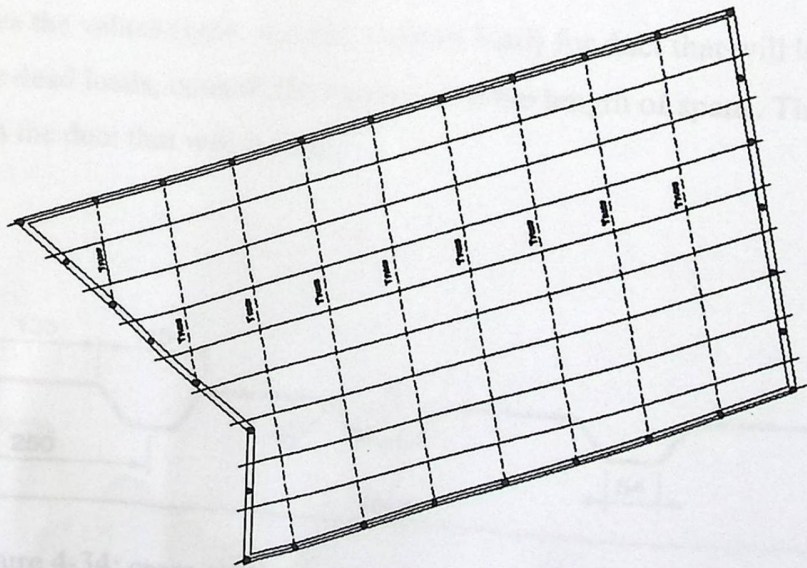


Figure 4-32 plan of truss system in the sports hall

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. Heat insulation layer of Rock Wool with thickness of 100 mm and specific weight of 100 kg/m^3 .
3. Specific kind of ducts, its dimension taken from some tables depending on numbers of spans and the dead and live loads that can it supports.

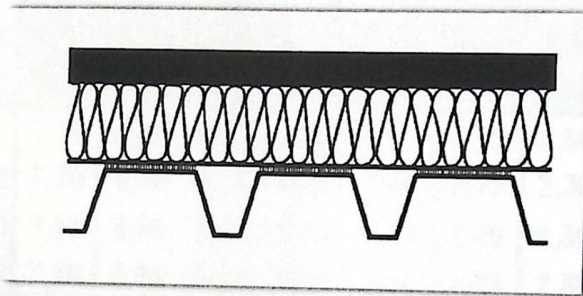


Figure 4-33: cross section of the materials over purlins

Table 4-1 shows the values (type, weight, support load) for duct that will be use to carry the live and the dead loads, consult the number and the length of spans. The figure 4-34 is gross section in the duct that will be use.

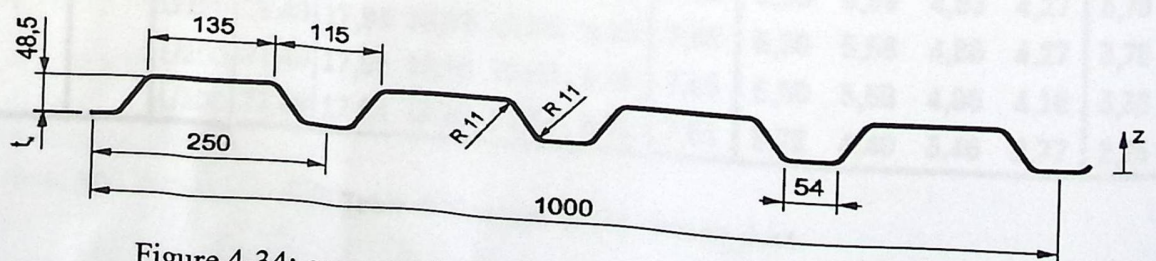


Figure 4-34: cross section of the duct shows its entire dimension

Load calculations:

1-Dead load:

$$1\text{-Load of galvanized steel sheet} = \frac{0.6}{1000} \times 75 \approx 0.05 \text{ KN/m}^2$$

$$2\text{- Dead load of heat insulation} = 0.1 \text{ m} \times 1 \text{ KN/m}^3 = 0.1 \text{ KN/m}^2.$$

$$3\text{-Self weight of corrugated sheet (FROM TABLE 5.1)} = 0.1 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rightarrow \text{Total dead load} = 0.25 \text{ KN/m}^2$$

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 970 m, the snow load is :

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

$$s_l = \frac{970 - 400}{400} = 1.43 \text{ kN/m}^2$$

$$\rightarrow \text{Total live load} = 1.43 \text{ KN/m}^2$$

$$\rightarrow \text{Total load } (q_t = \text{dead load} + \text{live load} = 0.25 + 1.43 = 1.68 \text{ KN/m}^2).$$

Depending on the table 9.1, bearing load of the duct with thickness of 1mm

$$q_u = 1.79 \text{ KN/m}^2 > q_t = 1.68 \text{ KN/m}^2 \quad \therefore \text{ok}$$

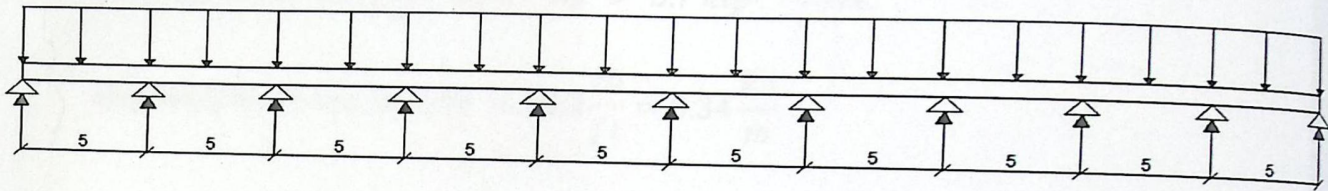
By using the previous dead and live loads determine the max reactions on the purlins, and then apply these values as a linear load on the length of the purlin.

- Design of purlins:-

$$q_u = 3[1.4 D.L] = 3[1.4 \times 0.25] = 1.05 \frac{KN}{m^2}$$

$$q_u = 3[1.2 D.L \times 1.6S] = 3[1.2 \times 0.25 + 1.6 \times 1.43] = \boxed{7.77 \frac{KN}{m^2}}$$

$q_u = 7.77 \text{ kn/m}^2$



- Design of moment:-

$$M_{u [max]} = 37.7 \text{ kn.m} = \frac{37.7}{4.448} \times 1000 \times \frac{1}{25.4} = 333.7 \text{ kip.in}$$

$$\phi_b M_p \geq M_u$$

$$0.9 \times 36 \times Z_x = 333.7 \text{ kip.in} \Rightarrow Z_x = 10.3 \text{ in}^3$$

$$\text{select HSS } 6 \times 4 \times \frac{3}{8} \Rightarrow Z_x = 11.9 \text{ in}^3$$

$$\frac{b}{t} = 8.5, \frac{h}{t} = 14.2$$

Check Compact:

$$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.12 \sqrt{\frac{28000}{36}} = 31.8$$

$$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.40 \sqrt{\frac{28000}{36}} = 39.73$$

$$\frac{b}{t} = 8.5 < \lambda_p = 31.8, \quad \therefore \text{compact section}$$

- Design of Shear :-

$$M_{u [max]} = 38.7 \text{ kn.m} = \frac{38.7}{4.448} = 8.7 \text{ kip}$$

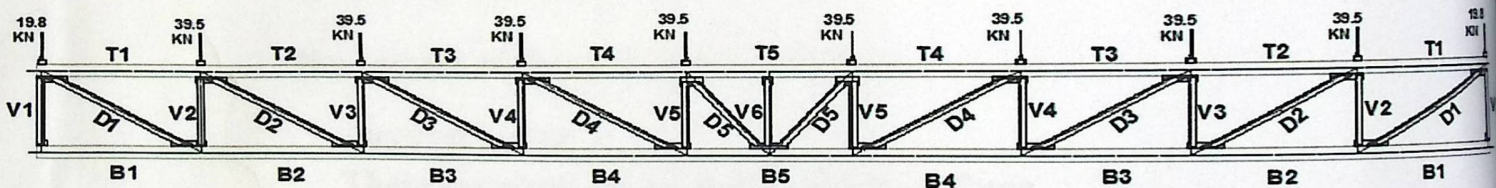
$$\phi_v V_p \geq V_u$$

$$0.9 \times 0.6 \times F_y \times d \times t_w \geq 8.7 \text{ kip}$$

$$0.9 \times 0.6 \times 36 \times 6 \times \frac{3}{8} = 43.74 \text{ kip} > 8.7 \text{ kip} \quad \therefore \text{ok}$$

$$\text{self weight of the section} = 23.3 \frac{\text{lb}}{\text{ft}} = 0.34 \frac{\text{kn}}{\text{m}}$$

• Design the members of the truss:-



The truss consists of four types of members:-

1) The vertical member (V)

The section of these members are double angle

$$(2L5 \times 3 \times 7/16)$$

These members are under compression.

NO. of member	Value of compression force	
	Kn	Kips
V1 (Max)	215.49	48.44
V2	169.29	38.06
V3	127.40	28.64
V4	82.62	18.57
V5	39.32	8.97
V6	3.35	0.75

- Design of Shear :-

$$M_{u [max]} = 38.7 \text{ kn.m} = \frac{38.7}{4.448} = 8.7 \text{ kip}$$

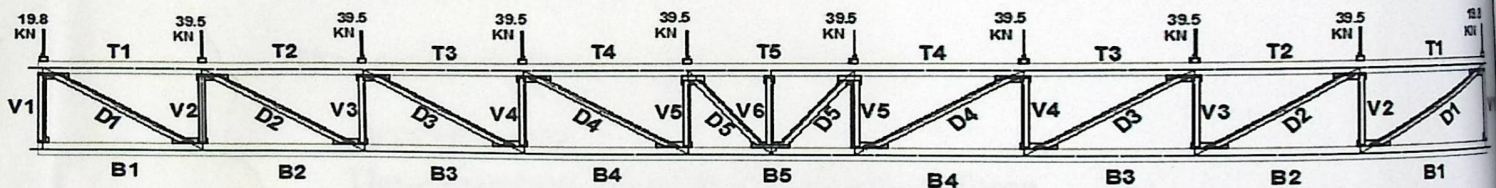
$$\phi_v V_p \geq V_u$$

$$0.9 \times 0.6 \times F_y \times d \times tw \geq 8.7 \text{ kip}$$

$$0.9 \times 0.6 \times 36 \times 6 \times \frac{3}{8} = 43.74 \text{ kip} > 8.7 \text{ kip} \quad \therefore \text{ok}$$

$$\text{self weight of the section} = 23.3 \frac{\text{lb}}{\text{ft}} = 0.34 \frac{\text{kn}}{\text{m}}$$

• Design the members of the truss:-



The truss consists of four types of members:-

1) The vertical member (V)

The section of these members are double angle

$$(2L5 \times 3 \times 7/16)$$

These members are under compression.

NO. of member	Value of compression force	
	Kn	Kips
V1 (Max)	215.49	48.44
V2	169.29	38.06
V3	127.40	28.64
V4	82.62	18.57
V5	39.32	8.97
V6	3.35	0.75

- Design of Shear :-

$$M_{u [max]} = 38.7 \text{ kn.m} = \frac{38.7}{4.448} = 8.7 \text{ kip}$$

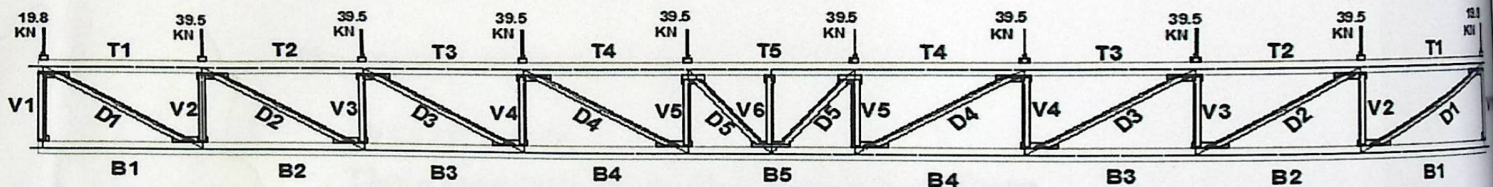
$$\phi_v V_p \geq V_u$$

$$0.9 \times 0.6 \times F_y \times d \times tw \geq 8.7 \text{ kip}$$

$$0.9 \times 0.6 \times 36 \times 6 \times \frac{3}{8} = 43.74 \text{ kip} > 8.7 \text{ kip} \quad \therefore \text{ok}$$

$$\text{self weight of the section} = 23.3 \frac{\text{lb}}{\text{ft}} = 0.34 \frac{\text{kn}}{\text{m}}$$

• Design the members of the truss:-



The truss consists of four types of members:-

1) The vertical member (V)

The section of these members are double angle

$$(2L5 \times 3 \times 7/16)$$

These members are under compression.

NO. of member	Value of compression force	
	Kn	Kips
V1 (Max)	215.49	48.44
V2	169.29	38.06
V3	127.40	28.64
V4	82.62	18.57
V5	39.32	8.97
V6	3.35	0.75

2) The Diagonal members (D)

The section of these members are double angle
($2L5 \times 3 \times 7/16$)

These members are under tension force.

NO. of member	Value of tension force	
	Kn	Kips
D1 (Max)	417.77	93.92
D2	290.89	65.39
D3	190.09	42.73
D4	90.77	20.41
D5	0.97	0.22

3) The top members (T):-

The section of these members are pipe

($HSS10 \times 0.5$)

These members are under compression force.

NO. of member	Value of compression force	
	Kn	Kips
T1	391.60	88.08
T2	660.31	148.44
T3	835.47	187.82
T4	919.89	206.80
T5 (Max)	922.14	207.30

4) The bottom members (B)

The section of these members are pipe
($HSS10 \times 0.5$)

These members are under Tension force.

NO. of member	Value of tension force	
	Kn	Kips
B1	9.64	2.17
B2	400.36	90.00
B3	665.67	149.65
B4	838.92	188.60
B5 (Max)	922.64	207.42

- Design of tension members:-

1st) Diagonal members:-

Max. value of tension = 417.77 KN (93.92 Kips).

Check:

- Gross section yielding:-

$$\phi_t P_n = 0.9 \times F_y \times A_g$$

$$\phi_t P_n = 0.9 \times 36 \times 6.62 = 214.49 \text{ kip} > 93.92 \text{ kip} \therefore \text{ok}$$

- Tensile rupture strength:-

$$\phi_t P_n = 0.75 \times F_u \times A_e$$

$$\phi_t P_n = 0.75 \times 58 \times (0.85 \times 6.62) = 244.77 \text{ kip} > 93.92 \text{ kip} \therefore \text{ok}$$

2nd) Bottom members:-

Max. value of tension = 922.64 KN (207.42 Kips).

Check:

- Gross section yielding:-

$$\phi_t P_n = 0.9 \times F_y \times A_g$$

$$\phi_t P_n = 0.9 \times 36 \times 13.9 = 450.36 \text{ kip} > 207.42 \text{ kip} \therefore \text{ok}$$

- Tensile rupture strength:-

$$\phi_t P_n = 0.75 \times F_u \times A_e$$

$$\phi_t P_n = 0.75 \times 58 \times (0.85 \times 13.9) = 513.95 \text{ kip} > 207.42 \text{ kip} \therefore \text{ok}$$

- Design of compression members:-

1st) vertical members:-

Max. value of compression = 215.49 KN (48.44 Kips).

Take section member

(2L5 × 3 × 7/16)LLBB ($\frac{3}{8}$ Separation)

Geometric properties: (table 1-15 and table 1-7)

(2L5 × 3 × 7/16)LLBB → $A_g = 6.62 \text{ in}^2$, $r_o = 2.51$, $r_y = 1.23$, $H = 0.644$

Single angle (L5 × 3 × 7/16) → $J = 0.220$, $X = 0.772$, $r_y = 0.831$.

Length of the member = 1.5m (4.92 ft)

- Check the slenderness of angle:

$$0.45 \sqrt{E/F_y} = 0.45 \sqrt{29000/36} = 12.77$$

$$\frac{b}{t} = \frac{5}{7/16} = 11.43 < 12.77$$

$$\therefore Q_s = 1.0$$

$$Q = Q_a \times Q_s = 1.0$$

$$\left(\frac{K \times L}{r}\right)_x = \frac{1.0 \times 4.92}{1.59} = 37.14$$

$$\left(\frac{K \times L}{r}\right)_y = \frac{1.0 \times 4.92}{1.23} = 48.01$$

$$a = \frac{4.92 \times 12}{3} = 19.68$$

$$\left(\frac{K \times L}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{K \times L}{r}\right)_o^2 + 0.82 \frac{\alpha^2}{1 + \alpha^2} \left(\frac{a}{rib}\right)^2}$$

$$\alpha = \frac{h}{2rib} = \frac{2 \times 0.722 + 0.375}{2 \times 0.832} = 1.09$$

$$\left(\frac{K \times L}{r}\right)_m = \sqrt{48.01^2 + 0.82 \frac{(1.09)^2}{1 + (1.09)^2} \left(\frac{19.68}{0.832}\right)^2}$$

$$\left(\frac{K \times L}{r}\right)_m = 50.54$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 \times E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 \times 29 \times 10^3}{(50.54)^2} = 112.05 \text{ ksi.}$$

$$F_{ez} = \frac{G \times J}{A \times r_o^2} = \frac{11200 \times 2 \times 0.220}{6.62 \times (2.51)^2} = 118.16 \text{ ksi.}$$

$$F_e = \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey} \times F_{ez} \times H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right]$$

$$F_e = \frac{112.05 + 118.16}{2 \times 0.644} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 112.05 \times 118.16 \times 0.644}{(112.05 + 118.16)^2}} \right]$$

$$F_e = 72.02$$

$$0.44QF_y = 0.44 \times 1.0 \times 36 = 15.84 < 72.02$$

$$\therefore F_{cr} = Q \times 0.658^{(QF_y/F_e)} \times F_y$$

$$F_{cr} = 1.0 \times 0.658^{(36/72.02)} \times 36 = 29.02$$

$$\phi P_n = \phi \times F_{cr} \times A_g$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 29.02 \times 6.62 = 173.9 \text{ kip} > 48.44 \text{ kip} \quad \therefore \text{ok}$$

2nd) Top members:-

Max. value of compression = 922.14 KN (207.30 Kips).

Take section member Pipe (HSS 10×0.5) (see table 1-13)

Length of the member = 3 m (9.84 ft)

- Check the slenderness of pipe:

$$0.11 \times \frac{E}{F_y} = 0.11 \times \frac{29 \times 10^3}{36} = 88.61$$

$$\frac{D}{t} = 21.5 < 88.61$$

$$\therefore Q_s = 1.0$$

$$Q = Q_a \times Q_s = 1.0$$

$$\left(\frac{K \times L}{r}\right)_x = \left(\frac{K \times L}{r}\right)_y = \frac{1.0 \times 9.84 \times 12}{3.38} = 34.93$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 \times 29 \times 10^3}{(34.93)^2} = 234.59 \text{ ksi.}$$

$$0.44QF_y = 0.44 \times 1.0 \times 36 = 15.84 < 234.59$$

$$\therefore F_{cr} = Q \times 0.658^{(QF_y/F_e)} \times F_y$$

$$F_{cr} = 1.0 \times 0.658^{(36/234.59)} \times 36 = 33.76$$

$$\phi P_n = \phi \times F_{cr} \times A_g$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 33.76 \times 13.9 = 422.34 \text{ kip} > 207.30 \text{ kip} \quad \therefore \text{ok}$$

- Design of weld:-

The calculations of weld based on the following:

- 1). Fillet Weld is used.
- 2). The plates are A36 ($F_y = 36 \text{ ksi}$, $F_u = 58 \text{ ksi}$).
- 3). The plate thickness is ($t = 0.5 \text{ in}$).
- 4). The electrodes having $F_{Exx} = 70 \text{ ksi}$.
- 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 double angel ($2L5 \times 3 \times 7/16$)

For single Angle $L5 \times 3 \times 7/16 \gg A_g = 3.31 \text{ in}^2$, $y = 1.72$.

The value of Max. compression in the vertical member is $V_u = 48.44 \text{ kips}$.

Pipe local plate bedding

Check:

- Gross section yielding:-

$$\phi_t P_n = 0.9 \times F_y \times A_g$$

$$\phi_t P_n = 0.9 \times 36 \times 6.62 = 214.49 \text{ kip} > 48.44 \text{ kip} \therefore \text{ok}$$

- Tensile rupture strength:-

$$\phi_t P_n = 0.75 \times F_u \times A_e$$

$$\phi_t P_n = 0.75 \times 58 \times (0.85 \times 6.62) = 244.77 \text{ kip} > 48.44 \text{ kip} \therefore \text{ok}$$

$$\text{Max. weld size } (a_{\max}) = t - \frac{1}{16} = \frac{7}{16} - \frac{1}{16} = \frac{6}{16} \text{ in.}$$

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

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

- Design strength of weld:-

$$\phi R_{nw} = \phi \times t_e \times 0.6 \times F_{Exx}$$

$$\phi R_{nw} = 0.75 \times \left(0.707 \times \frac{1}{4}\right) \times 0.6 \times 70 = 5.57 \text{ kips.}$$

- Design strength of base material:-

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \times (0.6 \times F_y) \times t = 1.0 \times 0.6 \times 36 \times 0.5 \\ &= 10.8 \text{ kip} > 5.57 \text{ kip} \therefore \text{ok} \end{aligned}$$

Or

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \times (0.6 \times F_u) \times t = 0.75 \times 0.6 \times 58 \times 0.5 \\ &= 13.05 \text{ kip} > 5.57 \text{ kip} \therefore \text{ok} \end{aligned}$$

$$L_w = \frac{Vu/2}{\phi R_{nw}} = \frac{48.44/2}{5.57} = 4.35 \text{ in} \quad \therefore \text{use } 4.5 \text{ in.}$$

$$\frac{Vu}{2} \times y - F1 \times d = 0$$

$$\frac{48.44}{2} \times 1.72 - F1 \times 5 = 0$$

$$F1 = 8.33 \text{ kips.}$$

$$F3 = \frac{Vu}{2} - F1$$

$$F3 = \frac{48.44}{2} - 8.33$$

$$F3 = 15.89 \text{ kips}$$

$$L_{w1} = \frac{F1}{\phi R_{nw}} = \frac{8.33}{5.57} = 1.5 \text{ in} \quad \therefore \text{use } 2 \text{ in.}$$

$$L_{w3} = \frac{F3}{\phi R_{nw}} = \frac{15.83}{5.57} = 2.84 \text{ in} \quad \therefore \text{use } 3 \text{ in.}$$

$$L = \frac{(2 + 3)}{2} = 2.5 \text{ in}$$

$$U = 1 - \frac{x}{L} = 1 - \frac{0.722}{2.5} = 0.71$$

$$\phi_t P_n = 0.75 \times F_u \times A_e$$

$$\phi_t P_n = 0.75 \times 58 \times (0.71 \times 6.62) = 204.46 \text{ kip} > 48.44 \text{ kip} \quad \therefore \text{ok}$$

$$\text{Select plate size} = 7 \times 4.5 \times 0.5 \text{ in.}$$

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

The section of the vertical and the diagonal member is double angel (2L5 × 3 × 7/16).

The value if Max.Tension in the diagonal member is $T_u = 93.93$ kips.

The value of Max. compression in the vertical member is $V_u = 39.13$ kips.

For the vertical member use the same size and dimension of weld for the previous vertical member.

For Diagonal member $T_u = 93.93$ kips.

Check:

- Gross section yielding:-

$$\phi_t P_n = 0.9 \times F_y \times A_g$$

$$\phi_t P_n = 0.9 \times 36 \times 6.62 = 214.49 \text{ kip} > 93.93 \text{ kip} \therefore \text{ok}$$

- Tensile rupture strength:-

$$\phi_t P_n = 0.75 \times F_u \times A_e$$

$$\phi_t P_n = 0.75 \times 58 \times (0.85 \times 6.62) = 244.77 \text{ kip} > 93.93 \text{ kip} \therefore \text{ok}$$

$$\text{Max. weld size } (a_{\max}) = t - \frac{1}{16} = \frac{7}{16} - \frac{1}{16} = \frac{6}{16} \text{ in.}$$

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

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

$$\phi R_{nw} = 0.75 \times (0.707 \times 1/4) \times 0.6 \times 70 = 5.57 \text{ kips.}$$

$$\frac{V_u}{2} \times y - F_1 \times d = 0$$

$$\frac{93.93}{2} \times 1.72 - F1 \times 5 = 0$$

$$F1 = 16.16 \text{ kips.}$$

$$F3 = \frac{Vu}{2} - F1$$

$$F3 = \frac{93.93}{2} - 16.16$$

$$F3 = 30.81 \text{ kips}$$

$$Lw1 = \frac{F1}{\phi Rnw} = \frac{16.16}{5.57} = 2.9 \text{ in} \quad \therefore \text{use 3 in.}$$

$$Lw3 = \frac{F3}{\phi Rnw} = \frac{30.81}{5.57} = 5.53 \text{ in} \quad \therefore \text{use 6 in.}$$

$$L = \frac{(3 + 6)}{2} = 4.5 \text{ in}$$

$$U = 1 - \frac{x}{L} = 1 - \frac{0.722}{4.5} = 0.83$$

$$\phi t Pn = 0.75 \times Fu \times Ae$$

$$\phi t Pn = 0.75 \times 58 \times (0.83 \times 6.62) = 239.01 \text{ kip} > 93.93 \text{ kip} \quad \therefore \text{ok}$$

$$\tan \alpha = \frac{1.5}{3} \rightarrow \alpha = 26.6^\circ$$

$$Tu \times \cos \alpha = 93.93 \times \cos 26.6 = 84 \text{ kips (shear force on plate)}$$

$$Lw = \frac{Vu/2}{\phi Rnw} = \frac{84/2}{5.57} = 7.54 \text{ in} \quad \therefore \text{use 8 in}$$

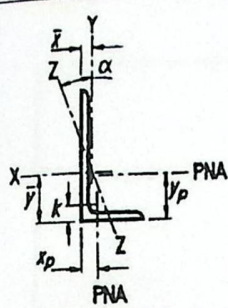
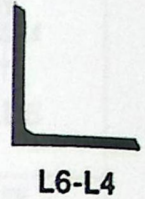


Table 1-7 (continued)
Angles
Properties

Shape	k	Wt.	Area, A	Axis X-X						Flexural-Torsional Properties		
				I	S	r	Y-bar	Z	y _f	J	C _w	I ₀
				in. ⁴	in. ³	in.	in.	in. ³	in.	in. ⁴	in. ⁶	in.
L6x4x7/8	13/8	27.2	7.98	27.7	7.13	1.86	2.12	12.7	1.44	2.03	4.04	2.82
x3/4	1 1/4	23.6	6.94	24.5	6.23	1.88	2.07	11.1	1.38	1.31	2.64	2.85
x5/8	1 1/8	20.0	5.86	21.0	5.29	1.89	2.03	9.44	1.31	0.775	1.59	2.88
x9/16	1 1/16	18.1	5.31	19.2	4.81	1.90	2.00	8.59	1.28	0.572	1.18	2.90
x1/2	1	16.2	4.75	17.3	4.31	1.91	1.98	7.71	1.25	0.407	0.843	2.91
x7/16	15/16	14.3	4.18	15.4	3.81	1.92	1.95	6.81	1.22	0.276	0.575	2.93
x3/8	7/8	12.3	3.61	13.4	3.30	1.93	1.93	5.89	1.19	0.177	0.369	2.94
x5/16	13/16	10.3	3.03	11.4	2.77	1.94	1.90	4.96	1.16	0.104	0.217	2.96
L6x3 1/2x1/2	1	15.3	4.50	16.6	4.23	1.92	2.07	7.49	1.48	0.386	0.779	2.88
x3/8	7/8	11.7	3.42	12.9	3.23	1.93	2.02	5.74	1.41	0.168	0.341	2.90
x5/16	13/16	9.80	2.87	10.9	2.72	1.94	2.00	4.84	1.38	0.0990	0.201	2.92
L5x5x7/8	13/8	27.2	7.98	17.8	5.16	1.49	1.56	9.31	0.802	2.07	3.53	2.64
x3/4	1 1/4	23.6	6.94	15.7	4.52	1.50	1.52	8.14	0.698	1.33	2.32	2.67
x5/8	1 1/8	20.0	5.86	13.6	3.85	1.52	1.47	6.93	0.590	0.792	1.40	2.70
x1/2	1	16.2	4.75	11.3	3.15	1.53	1.42	5.66	0.479	0.417	0.744	2.73
x7/16	15/16	14.3	4.18	10.0	2.78	1.54	1.40	5.00	0.422	0.284	0.508	2.74
x3/8	7/8	12.3	3.61	8.76	2.41	1.55	1.37	4.33	0.365	0.183	0.327	2.76
x5/16	13/16	10.3	3.03	7.44	2.04	1.56	1.35	3.65	0.307	0.108	0.193	2.77
L5x3 1/2x3/4	13/16	19.8	5.81	13.9	4.26	1.55	1.74	7.60	1.12	1.09	1.52	2.36
x5/8	1 1/16	16.8	4.92	12.0	3.63	1.56	1.69	6.50	1.06	0.651	0.918	2.39
x1/2	15/16	13.6	4.00	9.96	2.97	1.58	1.65	5.33	0.997	0.343	0.491	2.42
x3/8	13/16	10.4	3.05	7.75	2.28	1.59	1.60	4.09	0.933	0.150	0.217	2.45
x5/16	3/4	8.70	2.56	6.58	1.92	1.60	1.57	3.45	0.901	0.0883	0.128	2.47
x1/4	1 1/16	7.00	2.06	5.36	1.55	1.61	1.55	2.78	0.868	0.0464	0.0670	2.48
L5x3x1/2	15/16	12.8	3.75	9.43	2.89	1.58	1.74	5.12	1.25	0.322	0.444	2.38
x7/16	7/8	11.3	3.31	8.41	2.56	1.59	1.72	4.53	1.21	0.220	0.304	2.39
x3/8	13/16	9.80	2.86	7.35	2.22	1.60	1.69	3.93	1.18	0.141	0.196	2.41
x5/16	3/4	8.20	2.40	6.24	1.87	1.61	1.67	3.32	1.15	0.0832	0.116	2.42
x1/4	1 1/16	6.60	1.94	5.09	1.51	1.62	1.64	2.68	1.12	0.0438	0.0606	2.43
L4x4x3/4	1 1/8	18.5	5.44	7.62	2.79	1.18	1.27	5.02	0.679	1.02	1.12	2.10
x5/8	1	15.7	4.61	6.62	2.38	1.20	1.22	4.28	0.576	0.610	0.680	2.13
x1/2	7/8	12.8	3.75	5.52	1.96	1.21	1.18	3.50	0.468	0.322	0.366	2.16
x7/16	13/16	11.3	3.31	4.93	1.73	1.22	1.15	3.10	0.413	0.220	0.252	2.18
x3/8	3/4	9.80	2.86	4.32	1.50	1.23	1.13	2.69	0.357	0.141	0.162	2.19
x5/16	1 1/16	8.20	2.40	3.67	1.27	1.24	1.11	2.26	0.300	0.0832	0.0963	2.21
x1/4	5/8	6.60	1.94	3.00	1.03	1.25	1.08	1.82	0.242	0.0438	0.0505	2.22

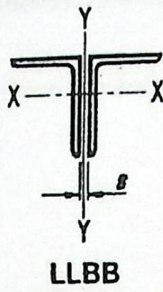
Note: For compactness criteria, refer to the end of Table 1-7.

Table 1-7 (continued)
Angles
Properties



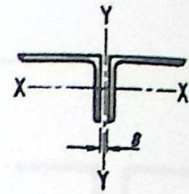
Shape	Axis Y-Y						Axis Z-Z				Q _s F _y = 36 ksi
	I	S	r	\bar{x}	Z	x _p	I	S	r	Tan α	
	in. ⁴	in. ³	in.	in.	in. ³	in.	in. ⁴	in. ³	in.		
L6x4x7/8	9.70	3.37	1.10	1.12	6.26	0.665	5.82	1.90	0.854	0.421	1.00
x ^{3/4}	8.63	2.95	1.12	1.07	5.42	0.578	5.08	1.66	0.856	0.428	1.00
x ^{5/8}	7.48	2.52	1.13	1.03	4.56	0.488	4.32	1.42	0.859	0.435	1.00
x ^{9/16}	6.86	2.29	1.14	1.00	4.13	0.442	3.94	1.30	0.861	0.438	1.00
x ^{1/2}	6.22	2.06	1.14	0.981	3.69	0.396	3.55	1.17	0.864	0.440	1.00
x ^{7/16}	5.56	1.83	1.15	0.957	3.24	0.349	3.14	1.04	0.867	0.443	0.973
x ^{3/8}	4.86	1.58	1.16	0.933	2.79	0.301	2.73	0.908	0.870	0.446	0.912
x ^{5/16}	4.13	1.34	1.17	0.908	2.33	0.252	2.31	0.769	0.874	0.449	0.826
L6x3 ^{1/2} x ^{1/2}	4.24	1.59	0.968	0.829	2.88	0.376	2.58	0.914	0.756	0.343	1.00
x ^{3/8}	3.33	1.22	0.984	0.781	2.18	0.287	2.00	0.714	0.763	0.349	0.912
x ^{5/16}	2.84	1.03	0.991	0.756	1.82	0.241	1.70	0.609	0.767	0.352	0.826
L5x5x7/8	17.8	5.16	1.49	1.56	9.30	0.802	7.56	2.14	0.971	1.00	1.00
x ^{3/4}	15.7	4.52	1.50	1.52	8.14	0.698	6.59	1.86	0.972	1.00	1.00
x ^{5/8}	13.6	3.85	1.52	1.47	6.92	0.590	5.61	1.59	0.975	1.00	1.00
x ^{1/2}	11.3	3.15	1.53	1.42	5.66	0.479	4.60	1.30	0.980	1.00	1.00
x ^{7/16}	10.0	2.78	1.54	1.40	5.00	0.422	4.08	1.15	0.983	1.00	1.00
x ^{3/8}	8.76	2.41	1.55	1.37	4.33	0.365	3.55	1.00	0.986	1.00	0.983
x ^{5/16}	7.44	2.04	1.56	1.35	3.65	0.307	3.01	0.850	0.990	1.00	0.912
L5x3 ^{1/2} x ^{3/4}	5.52	2.20	0.974	0.993	4.07	0.582	3.22	1.22	0.744	0.464	1.00
x ^{5/8}	4.80	1.88	0.987	0.947	3.43	0.493	2.74	1.05	0.746	0.472	1.00
x ^{1/2}	4.02	1.55	1.00	0.901	2.79	0.400	2.25	0.862	0.750	0.479	1.00
x ^{3/8}	3.15	1.19	1.02	0.854	2.12	0.305	1.74	0.670	0.755	0.485	0.983
x ^{5/16}	2.69	1.01	1.02	0.829	1.77	0.256	1.47	0.569	0.758	0.489	0.912
x ^{1/4}	2.20	0.816	1.03	0.804	1.42	0.207	1.19	0.463	0.761	0.491	0.804
L5x3x ^{1/2}	2.55	1.13	0.824	0.746	2.08	0.375	1.55	0.645	0.642	0.357	1.00
x ^{7/16}	2.29	1.00	0.831	0.722	1.82	0.331	1.37	0.575	0.644	0.361	1.00
x ^{3/8}	2.01	0.874	0.838	0.698	1.57	0.286	1.20	0.503	0.646	0.364	0.983
x ^{5/16}	1.72	0.739	0.846	0.673	1.31	0.241	1.01	0.428	0.649	0.368	0.912
x ^{1/4}	1.41	0.600	0.853	0.648	1.05	0.194	0.825	0.350	0.652	0.371	0.804
L4x4x ^{3/4}	7.62	2.79	1.18	1.27	5.01	0.679	3.25	1.15	0.774	1.00	1.00
x ^{5/8}	6.62	2.38	1.20	1.22	4.28	0.576	2.76	0.975	0.774	1.00	1.00
x ^{1/2}	5.52	1.96	1.21	1.18	3.50	0.468	2.25	0.797	0.776	1.00	1.00
x ^{7/16}	4.93	1.73	1.22	1.15	3.10	0.413	2.00	0.706	0.777	1.00	1.00
x ^{3/8}	4.32	1.50	1.23	1.13	2.68	0.357	1.73	0.706	0.777	1.00	1.00
x ^{5/16}	3.67	1.27	1.24	1.11	2.26	0.300	1.46	0.613	0.779	1.00	1.00
x ^{1/4}	3.00	1.03	1.25	1.08	1.82	0.242	1.18	0.517	0.781	1.00	0.997
								0.419	0.783	1.00	0.912

Note: For compactness criteria, refer to the end of Table 1-7.



LLBB

Table 1-15 (continued)
Double Angles
Properties



SLBB

Shape	Area in. ²	Axis Y-Y						LLBB			SLBB		
		Radius of Gyration						Q_s		r_x in.	Q_s		r_x in.
		LLBB			SLBB			Angles in Contact	Angles Sepa- rated		Angles in Contact	Angles Sepa- rated	
		Separation, s, in.			Separation, s, in.								
0	3/8	3/4	0	3/8	3/4								
2L6x4x7/8	16.0	1.57	1.71	1.86	2.82	2.96	3.11	1.00	1.00	1.86	1.00	1.00	1.10
x ^{3/4}	13.9	1.55	1.68	1.83	2.80	2.94	3.08	1.00	1.00	1.88	1.00	1.00	1.12
x ^{5/8}	11.7	1.53	1.66	1.80	2.77	2.91	3.06	1.00	1.00	1.89	1.00	1.00	1.13
x ^{9/16}	10.6	1.52	1.65	1.79	2.76	2.90	3.04	1.00	1.00	1.90	1.00	1.00	1.14
x ^{1/2}	9.50	1.51	1.64	1.77	2.75	2.89	3.03	1.00	1.00	1.91	1.00	1.00	1.14
x ^{7/16}	8.36	1.50	1.62	1.76	2.74	2.88	3.02	1.00	0.973	1.92	1.00	0.973	1.15
x ^{3/8}	7.22	1.49	1.61	1.75	2.73	2.86	3.00	1.00	0.912	1.93	0.998	0.912	1.16
x ^{5/16}	6.05	1.48	1.60	1.74	2.72	2.85	2.99	1.00	0.826	1.94	0.914	0.826	1.17
2L6x3 ^{1/2} x ^{1/2}	9.04	1.27	1.40	1.54	2.82	2.96	3.11	1.00	1.00	1.92	1.00	1.00	0.968
x ^{3/8}	6.88	1.26	1.38	1.52	2.80	2.94	3.08	1.00	0.912	1.93	0.998	0.912	0.984
x ^{5/16}	5.78	1.25	1.37	1.50	2.78	2.92	3.06	1.00	0.826	1.94	0.914	0.826	0.991
2L5x5x7/8	16.0	2.16	2.30	2.44	2.16	2.30	2.44	1.00	1.00	1.49	1.00	1.00	1.49
x ^{3/4}	14.0	2.13	2.27	2.41	2.13	2.27	2.41	1.00	1.00	1.50	1.00	1.00	1.50
x ^{5/8}	11.8	2.11	2.25	2.39	2.11	2.25	2.39	1.00	1.00	1.52	1.00	1.00	1.52
x ^{1/2}	9.58	2.09	2.22	2.36	2.09	2.22	2.36	1.00	1.00	1.53	1.00	1.00	1.53
x ^{7/16}	8.44	2.08	2.21	2.35	2.08	2.21	2.35	1.00	1.00	1.54	1.00	1.00	1.54
x ^{3/8}	7.30	2.07	2.20	2.34	2.07	2.20	2.34	1.00	1.00	1.54	1.00	1.00	1.54
x ^{5/16}	6.13	2.06	2.19	2.32	2.06	2.19	2.32	1.00	0.983	1.55	1.00	0.983	1.55
2L5x3 ^{1/2} x ^{3/4}	11.6	1.39	1.53	1.68	2.33	2.47	2.62	1.00	1.00	1.56	0.998	0.912	1.56
x ^{5/8}	9.85	1.37	1.50	1.65	2.30	2.45	2.59	1.00	1.00	1.55	1.00	1.00	0.974
x ^{1/2}	8.01	1.35	1.48	1.62	2.28	2.42	2.57	1.00	1.00	1.56	1.00	1.00	0.987
x ^{3/8}	6.10	1.33	1.46	1.59	2.26	2.39	2.54	1.00	1.00	1.58	1.00	1.00	1.00
x ^{5/16}	5.12	1.32	1.44	1.58	2.25	2.38	2.52	1.00	0.983	1.59	1.00	0.983	1.02
x ^{1/4}	4.13	1.31	1.43	1.57	2.23	2.37	2.51	1.00	0.912	1.60	0.998	0.912	1.02
2L5x3x ^{1/2}	7.51	1.11	1.24	1.39	2.35	2.50	2.64	1.00	0.804	1.61	0.894	0.804	1.03
x ^{7/16}	6.62	1.10	1.23	1.38	2.34	2.48	2.63	1.00	1.00	1.58	1.00	1.00	0.824
x ^{3/8}	5.73	1.09	1.22	1.36	2.33	2.47	2.62	1.00	1.00	1.59	1.00	1.00	0.831
x ^{5/16}	4.81	1.08	1.21	1.35	2.32	2.46	2.60	1.00	0.983	1.60	1.00	0.983	0.838
x ^{1/4}	3.88	1.07	1.19	1.33	2.30	2.44	2.58	1.00	0.912	1.61	0.998	0.912	0.846
								1.00	0.804	1.62	0.894	0.804	0.853

Note: For compactness criteria, refer to the end of Table 1-7

Table 1-15 (continued)
Double Angles
Properties



Shape	Flexural-Torsional Properties											Single Angle Properties		
	Long Legs Vertical						Short Legs Vertical					Area, A	r _z	
	Back to Back of Angles, in.						Back to Back of Angles, in.							
	0		3/8		3/4		0		3/8		3/4			
	\bar{r}_o	H	\bar{r}_o	H	\bar{r}_o	H	\bar{r}_o	H	\bar{r}_o	H	\bar{r}_o	H	in. ²	in.
2L6x4x7/8	2.96	0.678	3.04	0.694	3.12	0.710	3.10	0.952	3.23	0.956	3.37	0.959	7.98	0.854
x3/4	2.97	0.673	3.04	0.688	3.12	0.705	3.09	0.949	3.22	0.953	3.35	0.957	6.94	0.856
x5/8	2.98	0.669	3.05	0.684	3.13	0.700	3.08	0.946	3.21	0.950	3.34	0.954	5.86	0.859
x9/16	2.98	0.667	3.05	0.682	3.13	0.697	3.07	0.945	3.20	0.949	3.33	0.953	5.31	0.861
x1/2	2.99	0.665	3.05	0.679	3.13	0.695	3.07	0.943	3.19	0.948	3.32	0.952	4.75	0.864
x7/16	2.99	0.663	3.06	0.678	3.13	0.693	3.06	0.942	3.19	0.946	3.31	0.950	4.18	0.867
x3/8	2.99	0.662	3.06	0.676	3.13	0.691	3.06	0.940	3.18	0.945	3.31	0.949	3.61	0.870
x5/16	3.00	0.661	3.06	0.674	3.13	0.689	3.05	0.939	3.17	0.944	3.30	0.948	3.03	0.874
2L6x3 1/2x1/2	2.94	0.615	2.99	0.630	3.06	0.646	3.04	0.964	3.17	0.967	3.31	0.969	4.52	0.756
x3/8	2.95	0.613	3.00	0.627	3.07	0.642	3.02	0.962	3.15	0.965	3.29	0.967	3.44	0.763
x5/16	2.95	0.612	3.00	0.625	3.07	0.641	3.02	0.960	3.14	0.964	3.28	0.966	2.89	0.767
2L5x5x7/8	2.85	0.845	2.96	0.856	3.07	0.866	2.85	0.845	2.96	0.856	3.07	0.866	8.02	0.971
x3/4	2.85	0.840	2.95	0.851	3.06	0.861	2.85	0.840	2.95	0.851	3.06	0.861	6.98	0.972
x5/8	2.85	0.835	2.95	0.846	3.06	0.857	2.85	0.835	2.95	0.846	3.06	0.857	5.90	0.975
x1/2	2.85	0.830	2.94	0.842	3.05	0.852	2.85	0.830	2.94	0.842	3.05	0.852	4.79	0.980
x7/16	2.85	0.828	2.94	0.839	3.05	0.850	2.85	0.828	2.94	0.839	3.05	0.850	4.22	0.983
x3/8	2.84	0.826	2.94	0.838	3.04	0.848	2.84	0.826	2.94	0.838	3.04	0.848	3.65	0.986
x5/16	2.84	0.825	2.94	0.836	3.04	0.847	2.84	0.825	2.94	0.836	3.04	0.847	3.07	0.990
2L5x3 1/2x3/4	2.49	0.699	2.57	0.717	2.66	0.736	2.60	0.943	2.73	0.949	2.86	0.953	5.82	0.744
x5/8	2.49	0.693	2.57	0.711	2.66	0.730	2.59	0.940	2.71	0.945	2.85	0.950	4.93	0.746
x1/2	2.50	0.688	2.58	0.705	2.66	0.724	2.58	0.936	2.70	0.942	2.83	0.947	4.00	0.750
x3/8	2.51	0.683	2.58	0.700	2.66	0.718	2.56	0.933	2.69	0.938	2.81	0.944	3.05	0.755
x5/16	2.51	0.682	2.58	0.698	2.66	0.716	2.56	0.931	2.68	0.937	2.81	0.942	2.56	0.758
x1/4	2.52	0.680	2.58	0.696	2.66	0.714	2.55	0.929	2.67	0.935	2.80	0.941	2.07	0.761
2L5x3x1/2	2.44	0.628	2.51	0.646	2.58	0.667	2.54	0.962	2.68	0.966	2.81	0.969	3.75	0.642
x7/16	2.45	0.626	2.51	0.644	2.58	0.664	2.54	0.961	2.67	0.964	2.80	0.968	3.31	0.644
x3/8	2.45	0.624	2.51	0.642	2.59	0.661	2.53	0.959	2.66	0.963	2.79	0.967	2.86	0.646
x5/16	2.46	0.623	2.52	0.640	2.59	0.659	2.52	0.958	2.65	0.962	2.78	0.965	2.41	0.649
x1/4	2.46	0.622	2.52	0.638	2.59	0.657	2.51	0.957	2.64	0.961	2.77	0.964	1.94	0.652

Note: For compactness criteria, refer to the end of Table 1-7



HSS20.000-
HSS10.000

Table 1-13
Round HSS
Dimensions and Properties

Shape	Design Wall Thickness, <i>t</i>	Nominal Wt.	Area, <i>A</i>	<i>D/t</i>	<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>	<i>Z</i>	Torsion		
									<i>J</i>	<i>C</i>	
									in. ⁴	in. ³	
HSS20.000×0.500	0.465	104.00	28.5	43.0	1360	136	6.91	177	2720	272	
	×0.375 ^f	0.349	78.67	21.5	57.3	1040	104	6.95	135	2080	208
HSS18.000×0.500	0.465	93.54	25.6	38.7	985	109	6.20	143	1970	219	
	×0.375 ^f	0.349	70.66	19.4	51.6	754	83.8	6.24	109	1510	168
HSS16.000×0.625	0.581	103.00	28.1	27.5	838	105	5.46	138	1680	209	
	×0.500	0.465	82.85	22.7	34.4	685	85.7	5.49	112	1370	171
	×0.438	0.407	72.87	19.9	39.3	606	75.8	5.51	99.0	1210	152
	×0.375	0.349	62.64	17.2	45.8	526	65.7	5.53	85.5	1050	131
	×0.312 ^f	0.291	52.32	14.4	55.0	443	55.4	5.55	71.8	886	111
	×0.250 ^f	0.233	42.09	11.5	68.7	359	44.8	5.58	57.9	717	89.7
HSS14.000×0.625	0.581	89.36	24.5	24.1	552	78.9	4.75	105	1100	158	
	×0.500	0.465	72.16	19.8	30.1	453	64.8	4.79	85.2	907	130
	×0.375	0.349	54.62	15.0	40.1	349	49.8	4.83	65.1	698	100
	×0.312	0.291	45.65	12.5	48.1	295	42.1	4.85	54.7	589	84.2
	×0.250 ^f	0.233	36.75	10.1	60.1	239	34.1	4.87	44.2	478	68.2
HSS12.750×0.500	0.465	65.48	17.9	27.4	339	53.2	4.35	70.2	678	106	
	×0.375	0.349	49.61	13.6	36.5	262	41.0	4.39	53.7	523	82.1
	×0.250 ^f	0.233	33.41	9.16	54.7	180	28.2	4.43	36.5	359	56.3
HSS10.750×0.500	0.465	54.79	15.0	23.1	199	37.0	3.64	49.2	398	74.1	
	×0.375	0.349	41.59	11.4	30.8	154	28.7	3.68	37.8	309	57.4
	×0.250	0.233	28.06	7.70	46.1	106	19.8	3.72	25.8	213	39.6
HSS10.000×0.625	0.581	62.64	17.2	17.2	191	38.3	3.34	51.6	213	39.6	
	×0.500	0.465	50.78	13.9	21.5	159	31.7	3.38	42.3	317	63.5
	×0.375	0.349	38.58	10.6	28.7	123	24.7	3.41	32.5	247	49.3
	×0.312	0.291	32.31	8.88	34.4	105	20.9	3.43	27.4	209	41.9
	×0.250	0.233	26.06	7.15	42.9	85.3	17.1	3.45	22.2	171	34.1
	×0.188 ^f	0.174	19.72	5.37	57.5	64.8	13.0	3.47	16.8	130	25.9

^f Shape exceeds compact limit for flexure with $F_y = 42$ ksi.

4.17 Design of Truss Column :-

4-17-1 System and Loading :-

- Vertical Load from truss :

$$P_{D.L} = 75 \text{ KN.}$$

$$P_{L.L} = 165 \text{ KN.}$$

- Horizontal Load from wind :-

$$P_{w.L} = 5.1 * 0.8 * 0.5$$

$$= 2.04 \text{ KN/m}$$

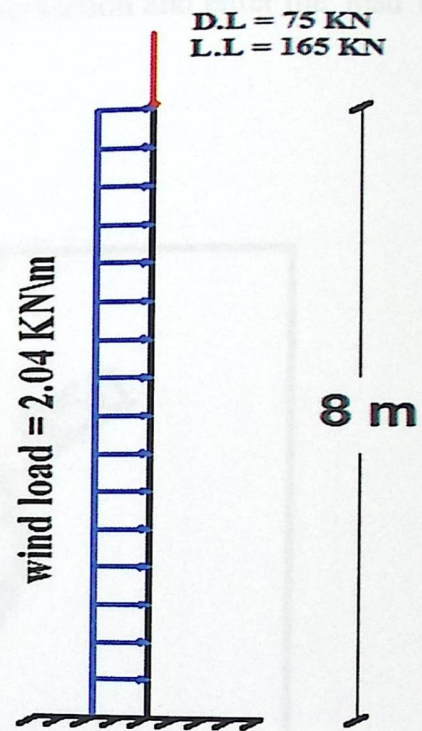
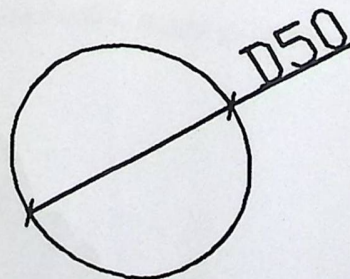


Figure (4-35): Fixed free column.

4-17-2 Section :

We choose circular section for this column and its diameter is 50 cm .



4-17-3 Design :-

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

We use 10 \emptyset 16 with area of steel 2010 mm².

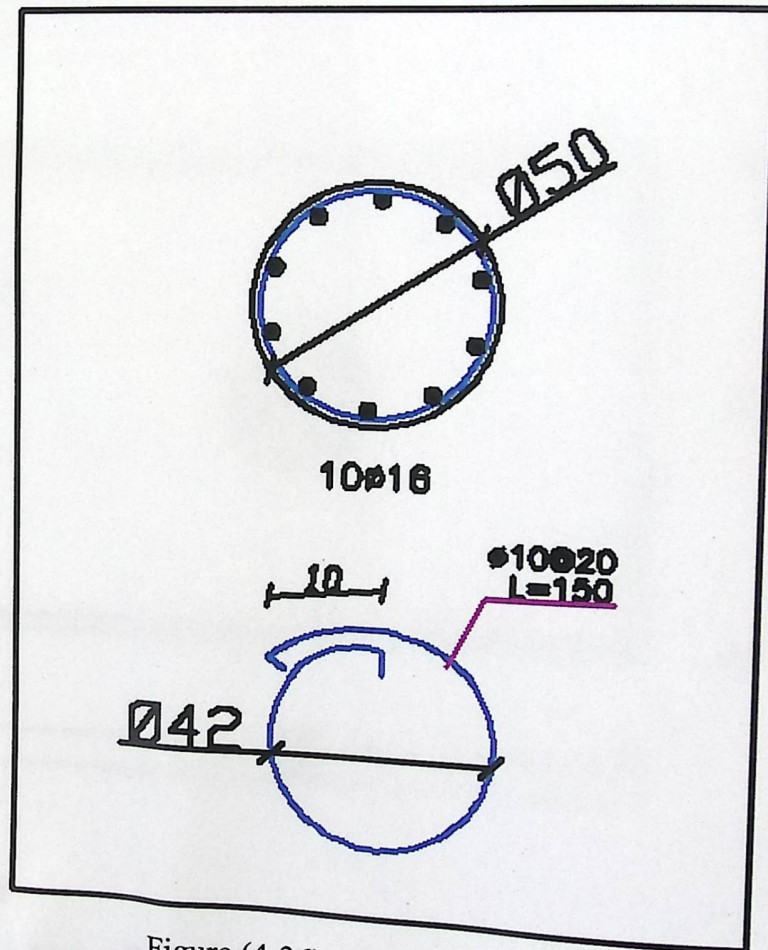
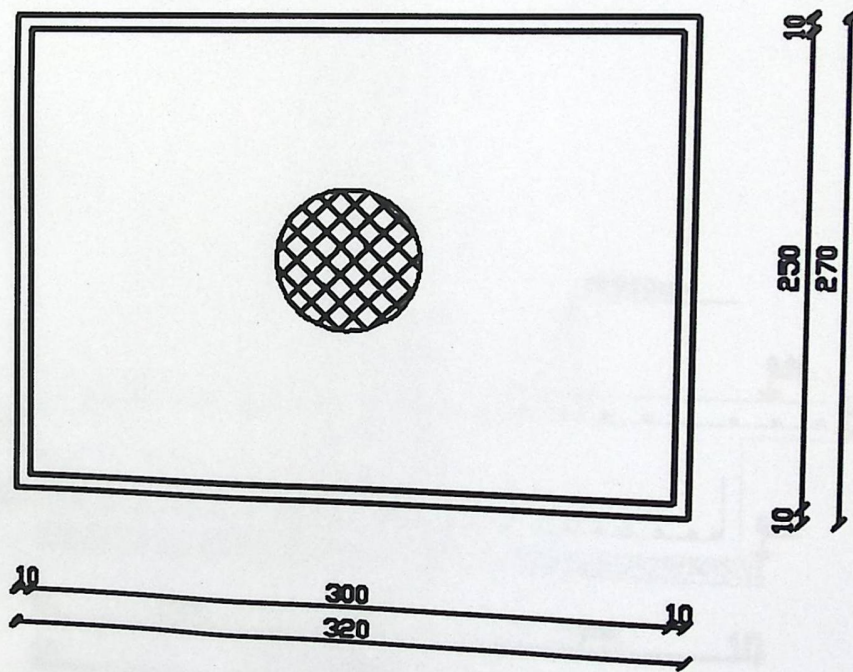


Figure (4-36): Section in truss column.

4.18 Design of footing under truss column :-**4-18-1 Materials :-**

$$f_c' = 24 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

4-18-2 Section :**4-18-3 Loading :**

- Vertical Load (From Truss) :-
D.L = 75 KN .
L.L = 165 KN .
- Lateral Load (Wind Load) :-
Wind load = 2.04 KN/m .

The value of moment from wind load :-

$$M = 2.04 * 8 * 4$$

$$= 65.0 \text{ KN.m}$$

4-18-4 Design :

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

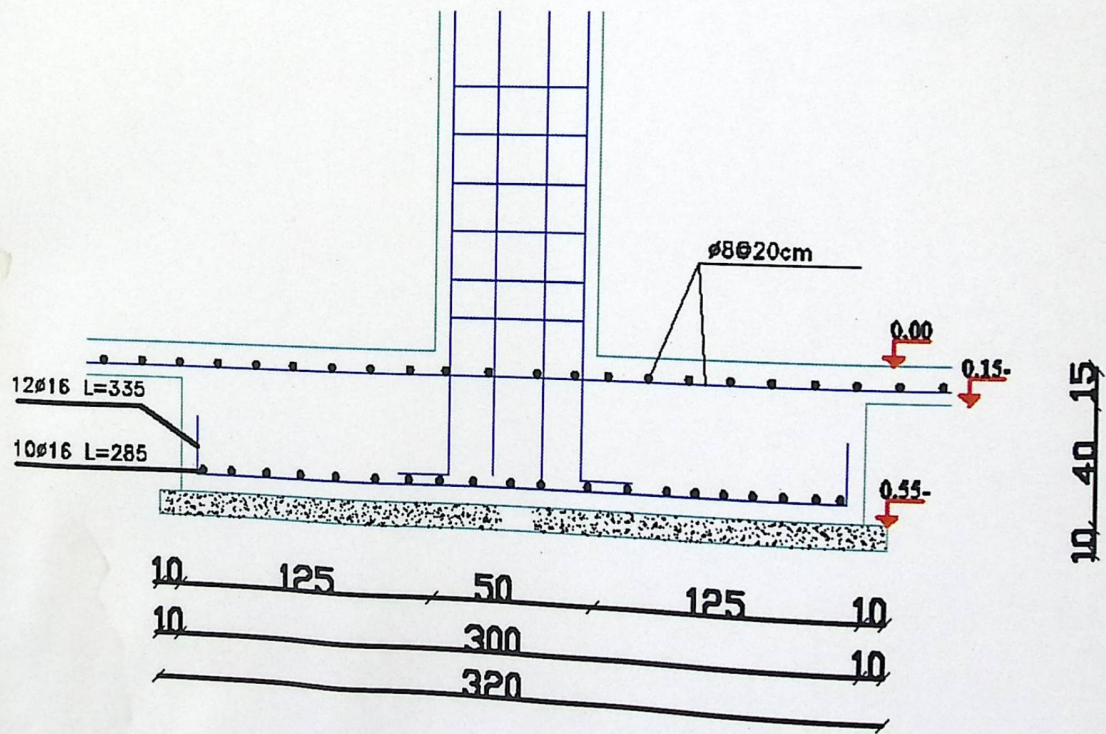


Figure (4-37):Section in footing under truss column.

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

5

5.1 مقدمة.

5.2 النتائج .

5.3 التوصيات .

5.1 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 للمدرسه المقترح بناءها في مدينه الخليل .

وتم اعداد المخططات الإنشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء، ويقدم هذا التقرير شرحاً لجميع خطوات التصميم المعمارية والإنشائية للمبنى.

5.2 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 2.5 كغم/سم².

5. لقد تم استخدام نظام عقدات (One-Way Ribbed Slab) في جميع العقدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ. كما تم استخدام نظام عقدات (Two-Way Ribbed Slab) في اجزاء معينة من الطوابق، كما تم استخدام نظام العقدات المصمتة (Solid Slab) لبيوت الدرج والمصاعد، نظراً لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.

6. برامج الحاسوب المستخدمة :

هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدامها في هذا المشروع وهي:

(a) AUTOCAD 2010/2007 : وذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.

(b) ETABS: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.

(c) STAAD PRO: وذلك لإجراء التحاليل الإنشائية لبعض العناصر الإنشائية.

(d) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.

النتائج والتوصيات

(e) SAFE: لتصميم بعض العناصر الإنشائية.
(f) (Office XP) : تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع.

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.

5.3 التوصيات :

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم. حيث نود هنا - من خلال هذه التجربة - 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. ولا بد 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.

مقدمة المصادر والمراجع

مقدمة المؤلف، في الأمل بكونه من الأسماء العرفية
التي لا تحتاج إلى شرح.

أ. محمد بن عبد الله

الملاحق

قائمة المصادر والمراجع

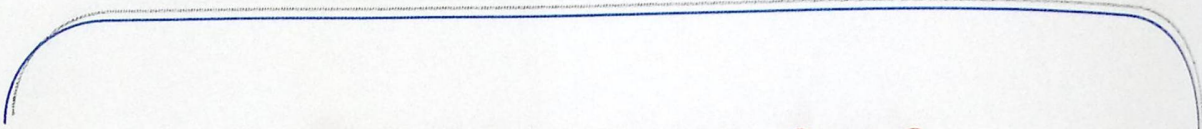
1. كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 1990م.

2. تلخيص الأستاذ المشرف.

3. Building Code Requirements for Structural Concrete)ACI 318M-05 (and Commentary, USA, 2005.

4. Uniform Building Code (UBC).

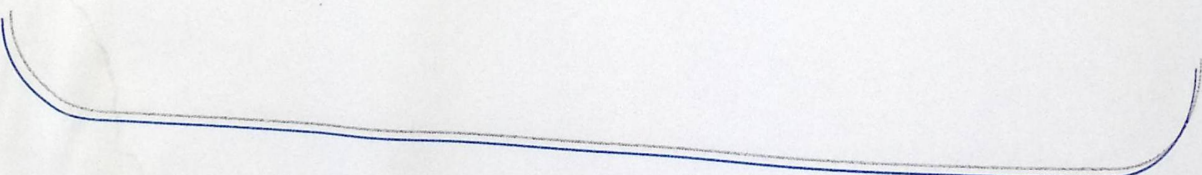
5. American institute of steel construction .



APPENDIX (A)

ARCHITECTURAL DRAWINGS

This appendix is an attachment with this project



APPENDIX (S)

STRUCTURAL DRAWINGS

This appendix is an attachment with this project

APPENDIX (C)

TABLE 9.5(a)—MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

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

Notes:

Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density $w_c = 2320 \text{ kg/m}^3$) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:

a) For structural lightweight concrete having unit density, w_c , in the range $1440\text{-}1920 \text{ kg/m}^3$, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.

b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

Table (MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

جدول

الأحمال الحية للأرضيات و العقود

الحمل المركز البديل	الحمل الموزع	الاستعمال (الاشغال)	نوع المبنى	
			خاص	عام
كن	2م/كن			
1.400	2.000	جميع الغرف بما في ذلك غرف النوم والمطابخ وغرف الغسيل وما شابه ذلك	المنازل والبيوت والشقق السكنية والأبنية ذات الطابق الواحد.	المباني السكنية والخاصة
1.800	2.000	غرف النوم	الفنادق والموتيلات والمستشفيات	
1.800	2.000	غرف وقاعات النوم	منازل الطلبة وما شابهها	
-	4.000	مقاعد ثابتة	القاعات العامة وقاعات التجمع والمساجد والكنائس وقاعات التدريس والمسارح ودور السينما وقاعات التجمع في المدارس والكليات والنوادي والمدرجات المسقوفة والقاعات الرياضية المغلقة	المباني العامة
3.600	5.000	مقاعد غير ثابتة		
-	5.000	-		
4.500	2.500	من دون مستودع كتب	نادي رياضي	
4.500	4.000	مع مستودع كتب	غرف المطالعة في المكتبات	

جدول

الأحمال الحية للأرضيات و العقودات

الحمل المركزي البديل	الحمل الموزع	الاستعمال (الاشغال)	نوع المبنى	
			خاص	عام
كن	كن/م ²			
1.400	2.000	جميع الغرف بما في ذلك غرف النوم والمطابخ وغرف الغسيل وما شابه ذلك	المنازل والبيوت والشقق السكنية والأبنية ذات الطابق الواحد.	المباني السكنية
1.800	2.000	غرف النوم	الفنادق والموتيلات والمستشفيات	والخاصة
1.800	2.000	غرف وقاعات النوم	منازل الطلبة وما شابهها	
-	4.000	مقاعد ثابتة	القاعات العامة وقاعات التجمع والمساجد والكنائس وقاعات التدريس والمسارح ودور السينما وقاعات التجمع في المدارس والكليات والنوادي والمدرجات المسقوفة والقاعات الرياضية المغلقة	المباني العامة
3.600	5.000	مقاعد غير ثابتة		
-	5.000	-	نادي رياضي	
4.500	2.500	من دون مستودع كتب	غرف المطالعة في المكتبات	
4.500	4.000	مع مستودع كتب		

1. كود البناء الأمريكي الأمريكي، كود الأمتار والمقياس، مطبوع اتحاد المهندسين الأمريكيين، مطبعة الكوبر، 2005م.
2. كود البناء الأمريكي.

الملاحق

قائمة المصادر والمراجع

1. كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 1990م.

2. تلخيص الأستاذ المشرف.

3. Building Code Requirements for Structural Concrete)ACI 318M-05 (and Commentary, USA, 2005.

4. Uniform Building Code (UBC).

5. American institute of steel construction .

APPENDIX (A)

ARCHITECTURAL DRAWINGS

This appendix is an attachment with this project

APPENDIX (S)

STRUCTURAL DRAWINGS

This appendix is an attachment with this project

TABLE 9.5(a)—MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

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

Notes:

Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density $w_c = 2320 \text{ kg/m}^3$) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:

a) For structural lightweight concrete having unit density, w_c , in the range $1440\text{--}1920 \text{ kg/m}^3$, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.

b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

Table (MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED)

جدول

الأحمال الحية للأرضيات و العقودات

الحمل المركزي البديل	الحمل الموزع	الاستعمال (الاشغال)	نوع المبنى	
			خاص	عام
كن	2م/كن			
1.400	2.000	جميع الغرف بما في ذلك غرف النوم والمطابخ وغرف الغسيل وما شابه ذلك	المنازل والبيوت والشقق السكنية والأبنية ذات الطابق الواحد.	المباني السكنية والخاصة
1.800	2.000	غرف النوم	الفنادق والموتيلات والمستشفيات	
1.800	2.000	غرف وقاعات النوم	منازل الطلبة وما شابهها	
-	4.000	مقاعد ثابتة	القاعات العامة وقاعات التجمع والمساجد والكنائس وقاعات التدريس والمسارح ودور السينما وقاعات التجمع في المدارس والكليات والنوادي والمدرجات المسقوفة والقاعات الرياضية المغلقة	المباني العامة
3.600	5.000	مقاعد غير ثابتة		
-	5.000	-		
4.500	2.500	من دون مستودع كتب	نادي رياضي	
4.500	4.000	مع مستودع كتب	غرف المطالعة في المكتبات	

- نِعْمَ بِحَمْدِ اللَّهِ -