بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمدرسة في مدينة الخليل

فريق العمل

يوسف رزق درابيع حذيفة صبحي عوض معاذ شاهر أبو سندس

إشراف

د.نصر عبوشي

2012

الخليل- فلسطين

جامعة بوليتكنك فلسطين
Palestine Polytechnic University
(PPU)
The Library المكتبة
Acc. ١٤٩٦٦ الرقم المتسلسل
Class. ..... رقم التصنيف

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

اسم المشروع
التصميم الإنشائي لمدرسة في مدينة الخليل

أسماء الطلبة
يوسف رزق درابيع حذيفة صبحي عوض معاذ شاهر أبو سندس

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
.....

توقيع اللجنة الممتحنة

....

توقيع رئيس الدائرة
.....

الإهـــــــــــــــــــــــــــــــــداء

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

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

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

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

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

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

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

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

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

إلى....منهل العلم إلى.....جامعتي .

إلى....من أحبني وأحببته.

نقدم هذا البحث .

فريق العمل

الشكر والتقدير

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

نتقدم بجزيل الشكر والامتنان

إلى جامعتنا العزيزة ...جامعة بولتيكنك فلسطين .

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

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

إلى المشرف على هذا البحث الدكتور ....نصر عبوشي .

إلى كل من ساهم في انجاز هذا البحث المتواضع .

فريق العمل

التصميم الإنشائي لمدرسة في مدينة الخليل

فريق العمل:

يوسف رزق درابيع حذيفة صبحي عوض معاذ شاهر أبو سندس

جامعة بوليتكنك فلسطين- 2012م

إشراف:

د.نصر عبوشي

ملخص المشروع

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لإحدى مدارس الإناث في مدينة الخليل والمقترح بناؤه على أرض في منطقة نمرة- مدينة الخليل بحيث يشمل المشروع تصميم كافة التفاصيل الإنشائية اللازمة.

يتكون المبنى من ثلاث طوابق, ويتميز التصميم المعماري للمشروع بأنه تم بأسلوب يقوم على تعدد الكتل الفراغية وتوزيعها بشكل متناسق من الناحية الجمالية والوظيفية ، إضافة إلى أنه تم الاهتمام من قبل المصمم المعماري عند توزيع الكتل بتوفير الراحة وسهولة وسرعة الوصول للمستخدمين ، وتكمن أهمية المشروع في تنوع العناصر الإنشائية في المبنى مثل الجسور والأعمدة والجسور المدلى والبلاطات الخرسانية وغيرها.

سيتم التصميم - إن شاء الله - بناءا على متطلبات كود الخرسانة الأمريكي (ACI _318) وستتم الاستعانة ببعض برامج التصميم الإنشائي مثل Atir , Etabs , Office2007, Autocad2007 وغيرها ومن الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الاردني لتحديد الاحمال 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 المطلوبة في مقدمة المشروع و إعداد المخططات الإنشائية للمبنى.

والله ولي التوفيق

The Structural Design of a School Building in Hebron

WORKING TEAM:

Yousef Drabee **Hothifa Awad** **Moath Abu sondos**

Palestine Polytechnic University -2012

SUPERVISOR:

DR.NASR ABOUSHI.

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 Female 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 , and Etabes software are used for the structural analysis and design process.

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

فهرس المحتويات

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	i
شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج	ii
الإهداء	iii
الشكر و التقدير	iv
ملخص المشروع باللغة العربية	v
ملخص المشروع باللغة الإنجليزية	vi
فهرس المحتويات	vii
الفصل الأول : المقدمة	
1	
1.1 المقدمة	2
1.2 أهداف المشروع	3
1.3 مشكلة المشروع	3
1.4 حدود مشكلة المشروع	3
1.5 المسلمات	3
1.6 فصول المشروع	4
1.7 اجراءات المشروع	4
الفصل الثاني : الوصف المعماري	
2	
2.1 مقدمة	7
2.2 لمحة عن المشروع	7
2.3 موقع المشروع	8
2.3.1 أهمية الموقع	9
2.3.2 حركة الشمس والرياح	10
2.3.3 العناصر المعمارية	10
2.4 وصف المساقط الأفقية	10
2.4.1 الطابق الأرضي	11
2.4.2 الطابق الأول	13
2.4.3 الطابق الثاني	14
2.5 وصف الواجهات	16
2.5.1 الواجهة الجنوبية	16
2.5.2 الواجهة الشماليه	17
2.5.3 الواجهة الغربية	18
2.5.4 الواجهه الشرقية	19
2.6 وصف الحركة	19
الفصل الثالث : الوصف الإنشائي	
3	23
3.1 مقدمة	23
3.2 هدف التصميم الإنشائي	24
3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى	24
3.3.1 الأحمال	

3.3.2 ا
3.3.3
3.3.4

3.4 الاختبارات العملية
3.5 العناصر الإنشائية
.1

3.6 فواصل ا

4.7.1.1Design of Span (1) 68
4.7.1.2 Design of Span(2) 70
4.7.1.3Design of Span(3) 72
4.7.2 Design of Negative moment 74
4.7.2.1Design of Support (1) 74
4.7.2.2 Design of Support (2) 76
4.7.3 Design of Negative moment for Spans 78
4.7.4 Design of Shear for Beam (8). 79
4.7.5 Details of reinf. For Beam (8).

الفصل الخامس : النتائج والتوصيات
5.1 مقدمة 82
5.2 النتائج 83
5.3 التوصيات 83
84

فهرس الجداول

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية 2012\2013 5
جدول (3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة 22
جدول (3-2) الأحمال الحية للمرافق الخاصة بالمدرسة 25
جدول (3-3) قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر 26

فهرس الأشكال

شكل (2-1) مخطط قطعة الأرض والبناء 8
شكل (2-2) صورة جوية للموقع 9
شكل (2-3) مخطط الطابق الارضي 11
شكل (2-4) مخطط الطابق الاول 13
شكل (2-5) مخطط الطابق الثاني 15

شكل (2-6) الواجهة الجنوبية 16
شكل (2-7) الواجهة الشماليه 17
شكل (2-8) الواجهة الغربية 18
شكل (2-9) الواجهة الشرقية 19
شكل (2-10) قطاعات الدرج 20
شكل (3-1) يوضح بعض العناصر الإنشائية في المبنى 28
شكل (3-2) عقدة العصب ذات الاتجاه الواحد 29
شكل (3-3) عقدة العصب ذات الاتجاهين 30
شكل (3-4): عقده المصمتة ذات الاتجاه الواحد. 30
شكل (3-5): عقده المصمتة ذات الاتجاهين. 31

32 شكل (3-6) اشكال الجسور المدلاة والمسحورة
33 شكل (3-7) احد أشكال الأعمدة
34 شكل (3-8) جدار القص
34 شكل (3-9) الأساس المنفرد
35 شكل (3-10) الدرج
36 شكل (3-11)فواصل التمدد

38 Figure (4-1): Ground Floor Slab.

42 Figure (4-2): Structural Plane.
43 Figure (4-3) : Rib 2 geometry.
43 Figure (4-4) : Rib Section
43 Figure (4-5) : loading of Rib 2.
44 Figure (4-6) : Moment Envelop of rib 2.
44 Figure (4-7) : Shear Envelop of rib2.
53 Figure (4-8): Rib 3 geometry
53 Figure (4-9): Rib section .
54 Figure (4-10): Loading of Rib 3
54 Figure (4-11): Moment Envelop of rib 3
55 . Figure (4-12) : Shear Envelop of rib3
66 Figure (4-13) :Beam geometry.(8)
66 Figure (4-14) : Beam section.(8)
66 Figure (4-15) : Loading of Beam (8).
67 Figure (4-16) : Moment Envelop of Beam(8)
67 Figure (4-17): Shear Envelop for Beam (8)

List of Abbreviations

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

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

الفصل الأول

المقدمة

1

1.1 المقدمة.

1.2 أهداف المشروع.

1.3 مشكلة المشروع.

1.4 حدود مشكلة المشروع.

1.5 المسلمات.

1.6 فصول المشروع.

1.7 إجراءات المشروع.

1.1 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 بالرقي و التطور شيئا فشيئا , وذلك حسب احتياجاته الضرورية في كافة مظاهر الحياة وما يستجد من أمور مختلفة , ومن اجل 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 .

يتضمن المشروع تصميم النظام الإنشائي لمدرسة تتكون من طابق أرضي و وطابق أول وأخر ثاني وهو مشروع اعتيادي من حيث توزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور بما يتلائم مع المخططات المعمارية ومن ثم تصميم هذه العناصر ابتداء من العقدات وانتهاء بالقواعد و الأساسات ومن ثم تجهيز المخططات الإنشائية التنفيذية وذلك من أجل الخروج بمشروع متكامل وقابل للتنفيذ.

1.2 أهداف المشروع

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

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

1.3 مشكلة المشروع

يدور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية لمدرسه للإناث 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..

1.4 حدود مشكلة المشروع

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الأول والثاني من السنة الدراسية 2012-2013من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الأول و مشروع التخرج في الفصل الثاني.

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

1.5 المسلمات

1. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08) .
2. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Etabs,Atir, STAAD pro. 2008)
3. برامج أخرى مثل Microsoft office Word & Power Point.

1.6 فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على خمسة فص

1- الفصل الأول : يشمل المقد
2- الفصل الثاني : يشمل الو
3- الفصل الثالث : يشمل و
4- الفصل الرابع : التحليل
5- الفصل الخامس : النتائ

1.7 إجراءات المشروع

1) دراسة المخططا

2) دراسة العناص
لا يصطدم مع التص

3) اختيار العنا

4) تصميم الع

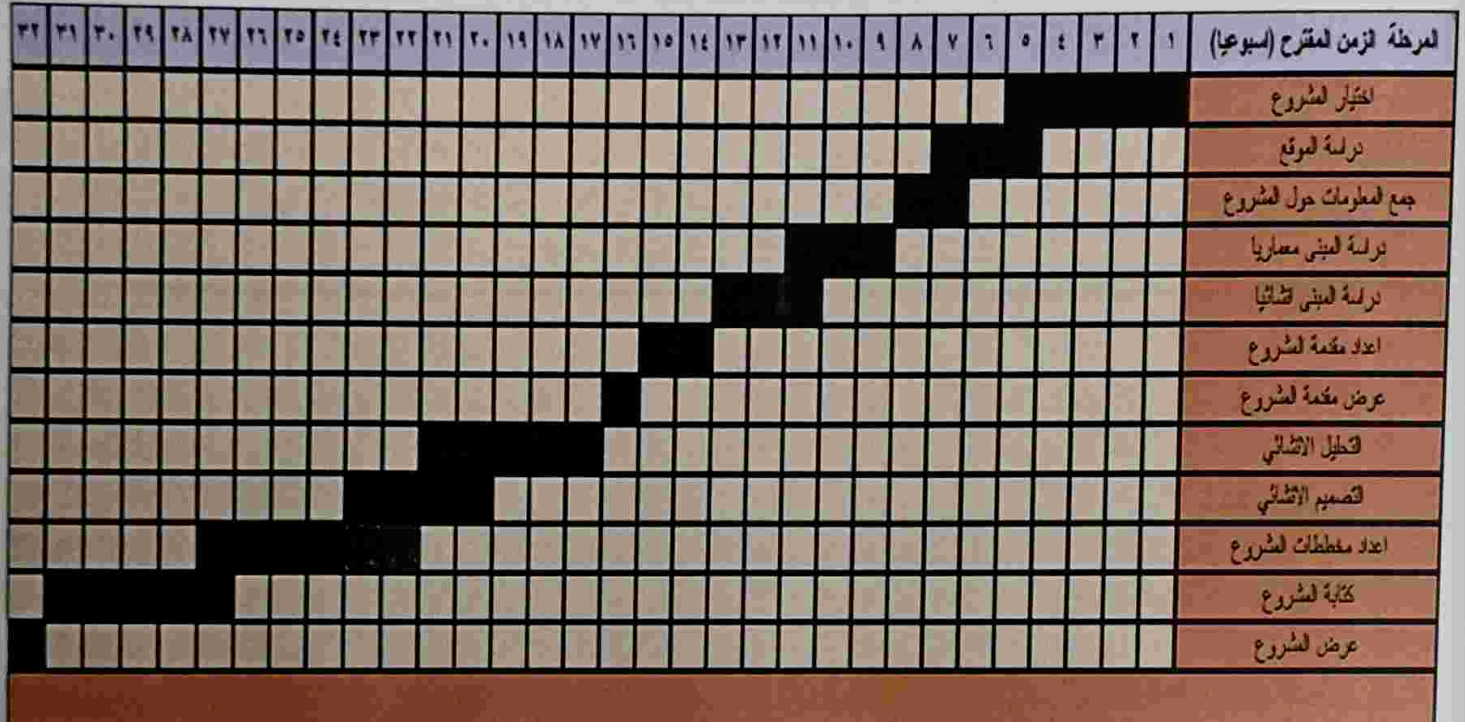
5) التصميم

6) إنجاز ا

والقاب

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (2012\2013)



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 الحركه.

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 أنشا 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 اعتماد 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 للإناث في مدينة الخليل تحقق الأهداف التي ذُكِرت آنفاً وتلبي جميع الخدمات التي توفرها المدارس الحديثة؛ فهي تشتمل على قاعات للتدريس و مدرج وصالة رياضية ومكاتب ومختبرات وغيرها من الخدمات. إذ تم الحصول على المخططات المعمارية للمشروع من قبل دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ليتسنى عمل التصميم الإنشائي وإعداد المخططات التنفيذية لجميع العناصر الإنشائية التي تشملها, والمشروع من إعداد المهندس احمد قتلو , بإشراف الدكتور غسان دويك .

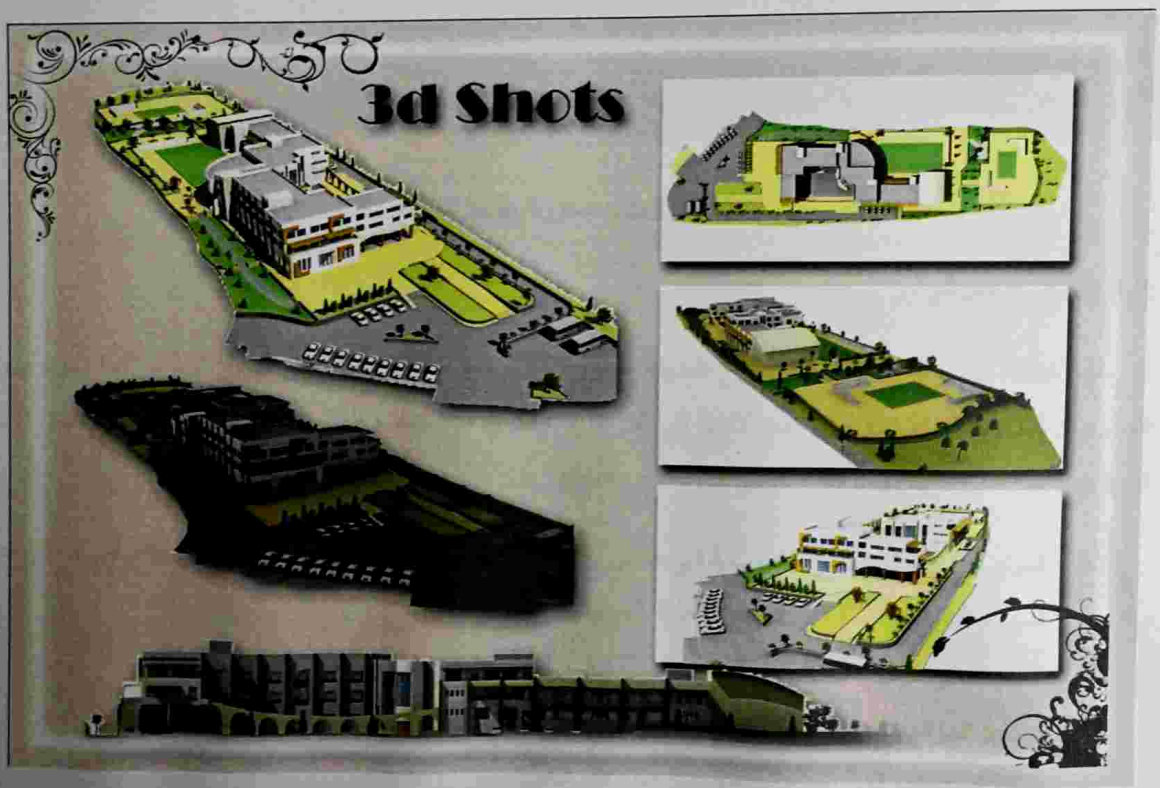
يتكون المبنى من ثلاثة طوابق على قطعة أرض مساحتها 14700 متر مربع ، ومساحة البناء 8400 متر مربع .

2.3 موقع المشروع

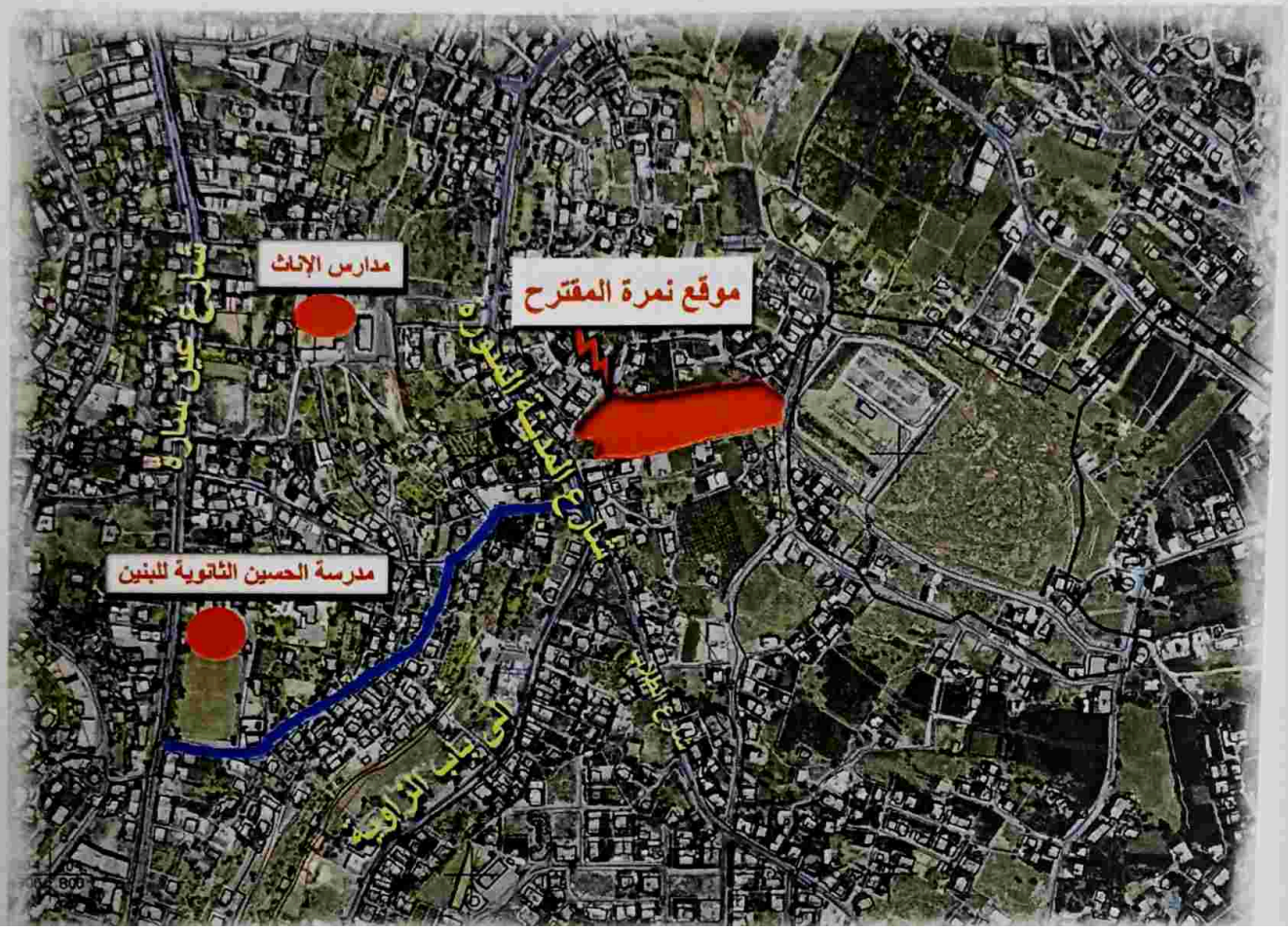
لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد تشييد المبنى فيه بعناية فائقة سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة. بحيث تصان العناصر القائمة و علاقاتها بالتصميم المقترح في تآلف وتناغم لتحقيق التصميم الأمثل.

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

قطعة الأرض غير منتظمة الشكل، يبلغ مساحتها تقريبا 14700 متر مربع , تقع في منطقة " واد القطع-نمرة " ، الواقعة إلى الشمال الشرقي من مدينة الخليل؛ هنا سوف تجثم المدرسة المراد إنشاؤها، وقد تم ملائمة المشروع مع الموقع الذي تم اختياره، والذي سوف يأخذ شكلا يميل إلى الاستطالة متماشياً مع شكل الأرض، وكذلك مراعاة تحقيق الوظيفة للمبنى وتحقيق شروط الجمال، وتم مراعاة اختيار مكان مناسب من حيث التوجيه والتهوية، وطرق الاتصال الأفقي والرأسي لأجزاء المبنى من قاعات ومكاتب ومختبرات وأي خدمات أخرى.



الشكل (2-1) يوضح قطعة الأرض التي تم اختيارها.


مدارس الإناث
موقع نمرة المقترح
مدرسة الحسين الثانوية للبنين

2.3.2 حركة الشمس والرياح

تعتبر دراسة حركة الرياح و الشمس من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فيجب معرفة تأثير كل من الرياح والشمس على المبنى ليتسنى تقسيمه إلى فراغات تتناسب وتوجيهه المناخي بحيث يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإضاءة الطبيعة.

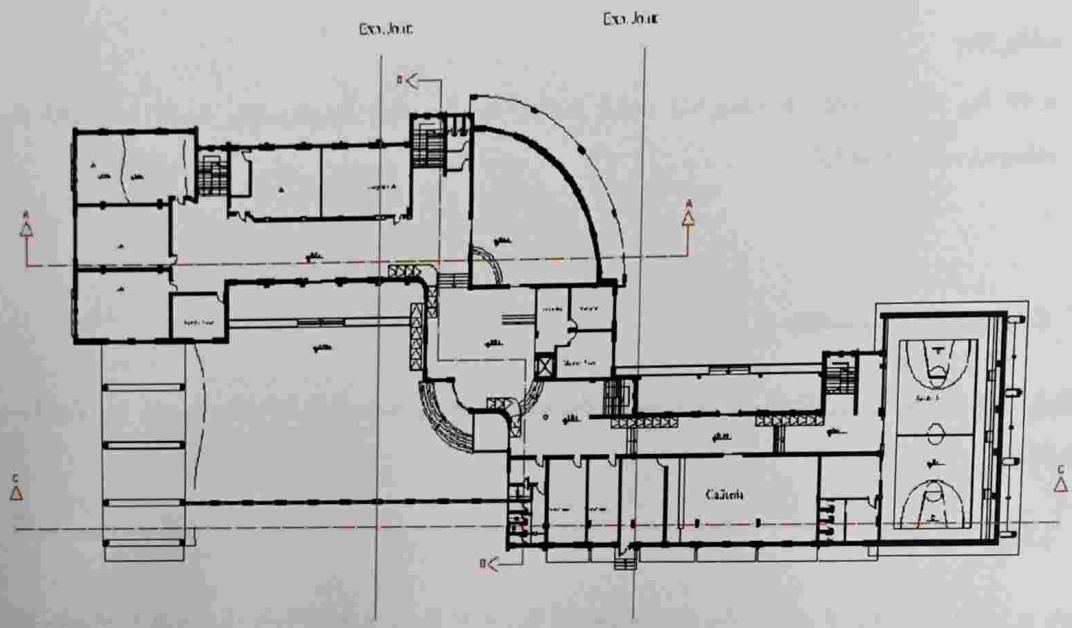
2.3.3 العناصر المعمارية

تجثم مدينة الخليل في بطن وادي الخليل، حيث تحصنت خلف تلال الوادي مما أكسبها مقومات دفاعية خاصة جعلتها تتحكم بالبوابة الطبيعية المؤدية إلى سقف مرتفعات القدس وما يليها شمالا و صحراء النقب جنوبا، هذا الموقع المتميز يضفي على الطرز المعمارية السائدة فيها جمالاً ورونقاً خاصاً، وبدأت المدينة شيئاً فشيئاً باكتساب حلة معمارية جديدة ظهرت من خلال الأبنية التي نلحظها عبر أطراف المدينة المترامية والتي تظهر تغيراً ملحوظاً في الطرز المعمارية التي سيطرت على المدينة في أوج ثورتها المعمارية.

2.4 وصف المساقط الأفقية

المبنى في تركيبته الهندسية يعتمد اعتماداً كلياً على الشكل المستطيل والشكل الدائري نظراً لطبيعة الأرض وتبلغ المساحة الطابقية لهذا المبنى 8400 م2 موزعة على طوابق الارضي والاول والثاني كالآتي :

2.4.1 الطابق الارضي :



الشكل(2-3) مسقط الطابق الارضي

توزيع الفعاليات

الداخل لهذا الطابق لا يجد صعوبة في قراءته فالتقسيم الفراغي الذي يتضمنه يشتمل على ممرات سهلة الحركة تتميز بطولها. وتبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق(2800) م2 , الطابق مختلف المناسيب , وتتوزع هذه المساحة على الفراغات التالية:

- **كافتيريا:**

يحتوي هذا الطابق على كافتيريا لها مدخلين خارجيين من الناحية الجنوبية والشمالية.

- **مختبرات:**

يوجد في هذا الطابق 4 مختبرات عملية (مختبر فيزياء,مختبر كيمياء,مختبر احياء) بالإضافة الى مختبر حاسوب سعة 20 طالبا

- **قاعة متعددة الاستعمالات :**

يحتوي هذا الطابق على قاعة كبيرة متعددة الاستعمالات يمكن استعمالها كقاعات تدريس او لإجراء معارض وفعاليات .

- **مكاتب مدرسين:**

يحتوي هذا الطابق على 3 مكاتب للموظفين بالإضافة إلى غرفة للمدير وغرفة للسكرتارية وغرفة للإجتماعات.

- **دورات المياه:**

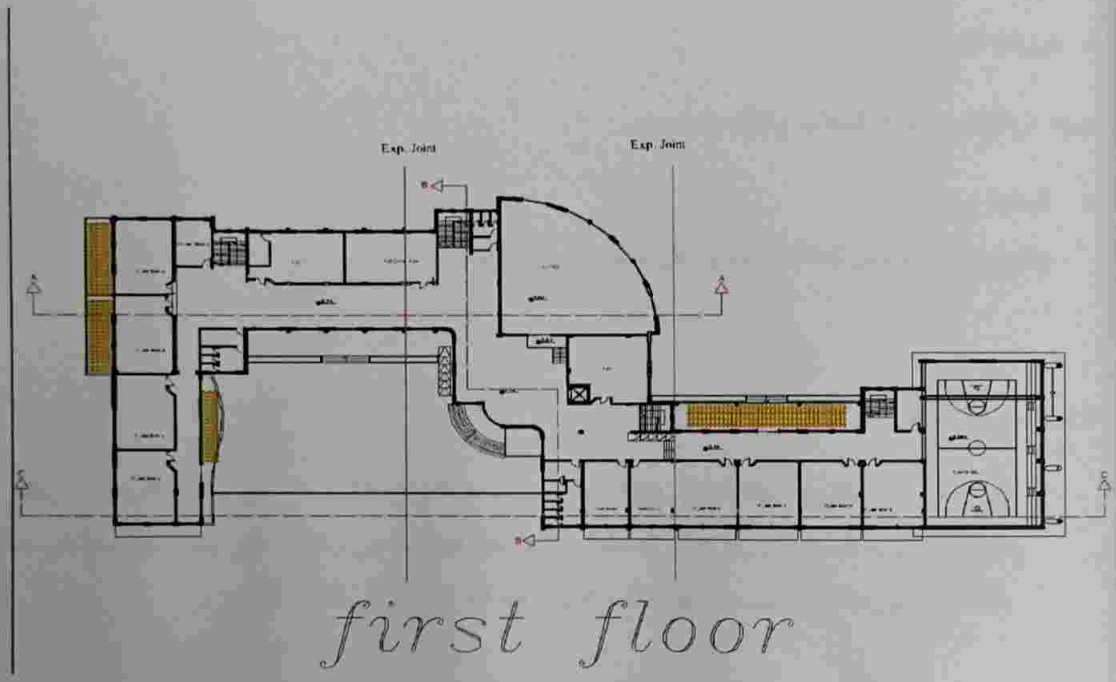
إذا نظرنا إلى توزيع المراحيض نجد ان كل قسم يحتوي على عدد من المراحيض .

- **الصالة الرياضية :**

تتسع هذه الصالة للعديد من الأنشطة الرياضية مثل التنس والبلياردو وكرة القدم.

2.4.2 الطابق الاول:

يتم الوصول إلى هذا الطابق عن طريق الدرج ومصاعد الكهرباء في اكثر من موقع.



الشكل(2-4)مسقط الطابق الاول

تبلغ مساحة هذا الطابق 2800م2 ذات منسوب 4.4 متر من سطح الأرض , ويمتاز كسابقه بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلاً عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل الأتي:

- **قاعة المحاضرات:**

يحتوي هذا الطابق على قاعات محاضرات كبيرة .

- **مختبرات :**

يحتوي المبنى على ثلاث مختبرات كبيرة وموقعها مناسب .

- **مكاتب مدرسين:**

ويحتوي هذا الطابق على مكاتب للمدرسين عدد 2.

- **دورات المياه:**

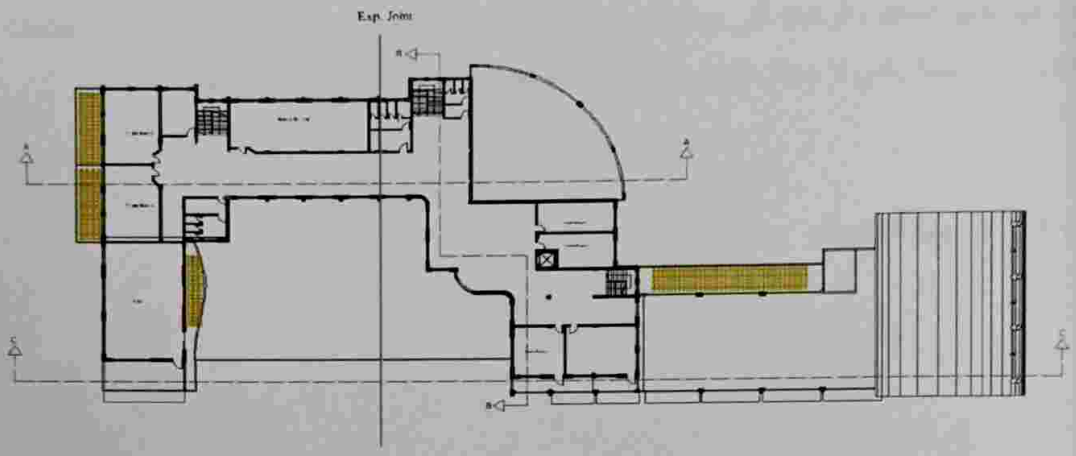
يوجد مراحيض خاصة بالطلاب وكذلك بالمدرسين .

- المكتبة :

وتتسع ل100 شخص كما انها تحتوي على مكتب لأمين المكتبة.

2.4.3 الطابق الثاني:

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق 2800 م^2 منسوب هذاالطابق 8.35 متر من سطح الأرض , ويمتاز كسابقه بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلاً عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل الآتي:



الشكل(2-5)مسقط الطابق الثاني

- **قاعة المحاضرات:**

يحتوي هذا الطابق على قاعات محاضرات كبيرة .

- **مكاتب للمدرسين:**

ويضم هذا الطابق 3 مكاتب للمدرسين.

- **غرف للصلاة:**

حيث يحتوي هذا الطابق على اماكن للصلاة

- **دورات المياه:**
- يوجد مراحيض خاصة بالطلاب وكذلك بالمدرسين .

2.5 وصف الواجهات :

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

2.5.1 الواجهة الجنوبية:

SOUTH ELEVATION

الشكل(2-6)الواجهة الجنوبية

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

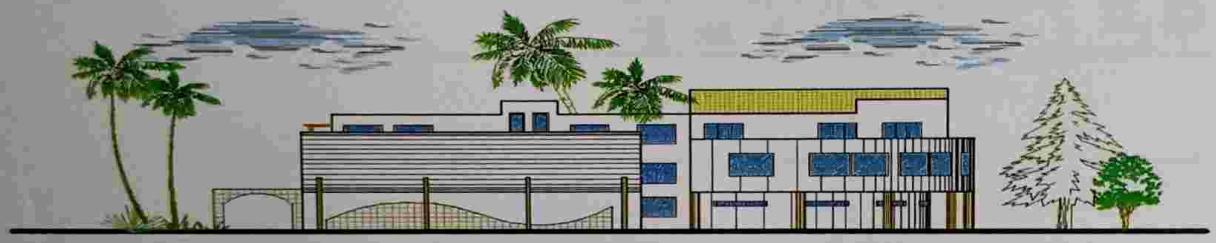
2.5.2 الواجهة الشمالية:

NORTH ELEVATION

الشكل(2-7)الواجهة الشمالية

يلاحظ الناظر لهذه الواجهة عدم اختلاف المناسيب تبعاً للوظيفة التي تؤديها . كما يظهر تداخل الكتل الأفقية والرأسية, والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلاً عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام 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. يظهر في هذه الواجهة شكل عقدة الصالة الرياضية والتي تتميز بانها على شكل قوس دائري بشكل يوحي باختلاف الوظيفة لهذا التركيب .

2.5. الواجهة الغربية:



الشكل(2-8)الواجهة الغربية

تتميز هذه الواجهة باختلاف أنظمة الفتحات المستخدمة وتطل هذه الواجهة على الملعب وهذا بدوره يعطيها إطلالة مميزة.

2.5.4 الواجهة الشرقية:

الشكل (2-9)الواجهة الشرقية

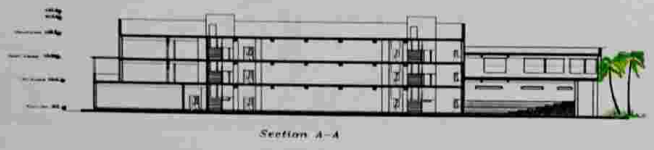
تبدو هذه الواجهة وكأنها تتحرك لأعلى من خلال اختلاف المناسيب كما تظهر القوة في التنويع مابين المواد المستخدمة, فضلاً على التنويع في نظام الفتحات في محاولة للتغلب على الرتابة وقطع الملل.

2.6 وصف الحركة:

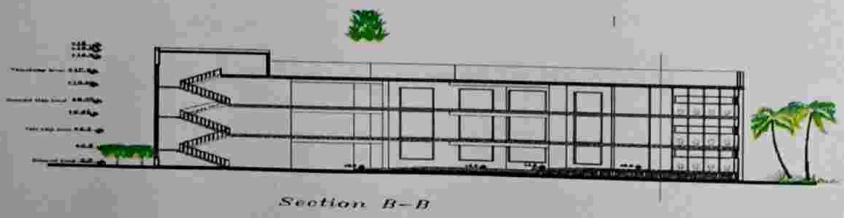
تأخذ الحركة أشكالاً عدة سواءً من خارج المبنى باتجاه الداخل، أو الحركة داخل المدرسة نفسها؛ فالحركة من خارج المدرسة إلى داخلها تتم بشكل سلس نظرا لعدم وجود فرق كبير في المنسوب الخارجي للمبنى ومنسوبه الداخلي .. أما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم إلى حركة أفقية داخل الطابق الواحد وحركة راسية ما بين الطوابق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

فالحركة في الطابق الأرضي تأخذ شكل خطي في الممرات ولكن يوجد في هذا الطابق حركة عمودية تماشيا مع منسوب الأرض وهذا يتناسب مع وظيفة هذا الجزء كونه معد للكافتريا 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 أنها تأخذ أماكن متعددة في المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الراسية بينها . وهذا ما يوضحه الشكل(2-10) .



Section A-A



Section B-B

الشكل(2-10) تابع 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 .

3.1 مقدمة

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

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 ميتة وحية وأيضا أحمال بيئية من تأثير الزلازل و الرياح و الثلوج. وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

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

3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى

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

3.3.1 الأحمال

لابد للعناصر الإنشائية التي يتم تصميمها أن تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون حدوث إنهيار للمنشاة 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 (3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

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

3.3.3 الأحمال الحية

وهي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية والإنشاءات بحكم استعمالاتها 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 لأخر, كأثاث البيوت , والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة, والمواد المخزنة و الأثاث والأجهزة والمعدات، والجدول (3-2) يبين قيمة الأحمال الحية اعتمادا على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني.

الجدول (3-2) الأحمال الحية للمرافق الخاصة بالمدرسة

kN). وتحدد أحمال الرياح حسب الكود الأمريكي (UBC) اعتماداً على ارتفاع
من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة.

يتعرض لها المنشأ بفعل تراكم الثلوج، ويمكن تقييم أحمال الثلوج اعتماداً على

البحر.

ساقط الثلوج.

لوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني.

3): **قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.**

ح	أحمال الثلوج (KN /M²)
	0
	(h-250) /800
	(h-400) / 320

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

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

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

3.3.4.3 الزلازل

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

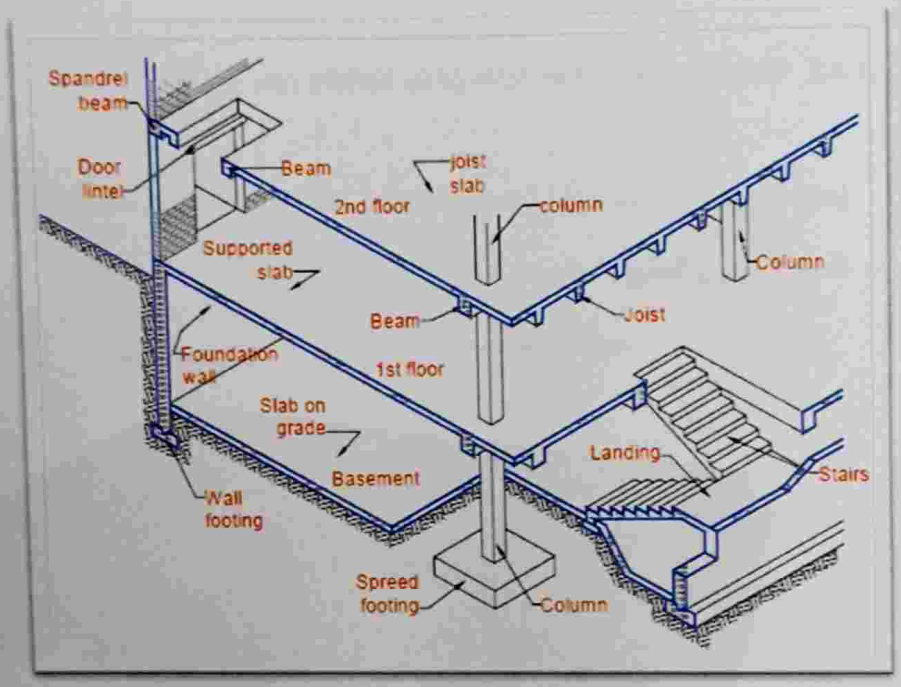
3.4 الاختبارات العملية:

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 التربه للموقع تساوي 400كيلو 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، العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغيرها.

الشكل (3-1) يوضح بعض العناصر الإنشائية في المبنى



ويحتوي المشروع العناصر التالية:

3.5.1 العقدات

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

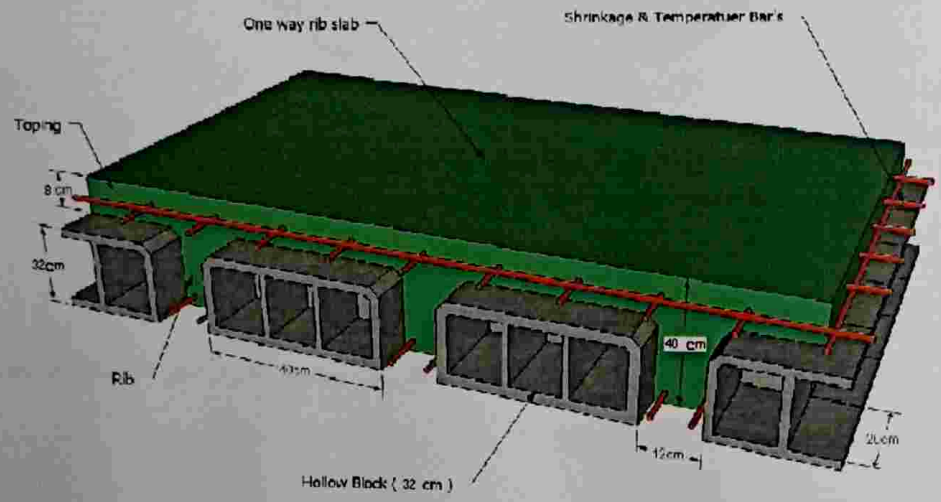
توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من العقدات الخرسانية المسلحة ، منها البلاطات المصمتة ذات الاتجاه الواحد والاتجاهين والبلاطات المفرغة ذات الاتجاه الواحد والاتجاهين , وقد تم استخدام البلاطات المفرغة ذات الاتجاه الواحد والاتجاهين في المشروع وفي مايلي وصفها:

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

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

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

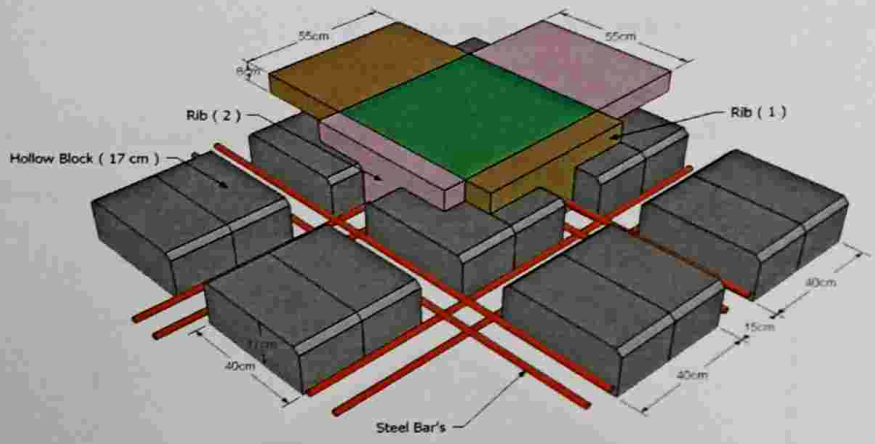
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليه العصب, ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (3-2).



الشكل (3-2): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

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

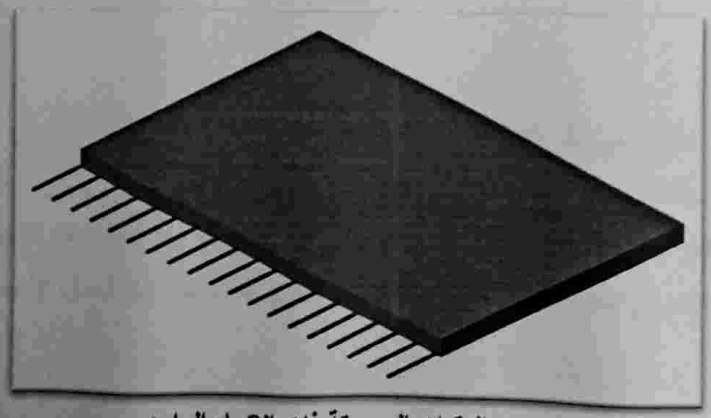
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات, ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين, كما يظهر في الشكل (3-3):



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

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

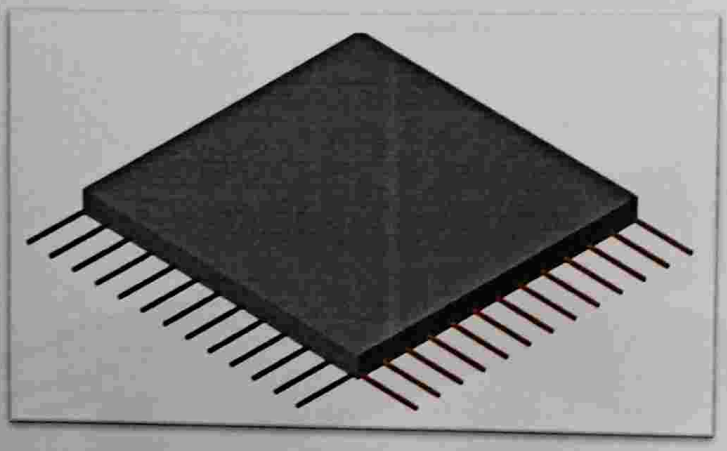
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظرا للسماكة المنخفضة, وتم استخدامها في عقده البير كما في الشكل (3-4) :



الشكل (3-4): العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد.

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

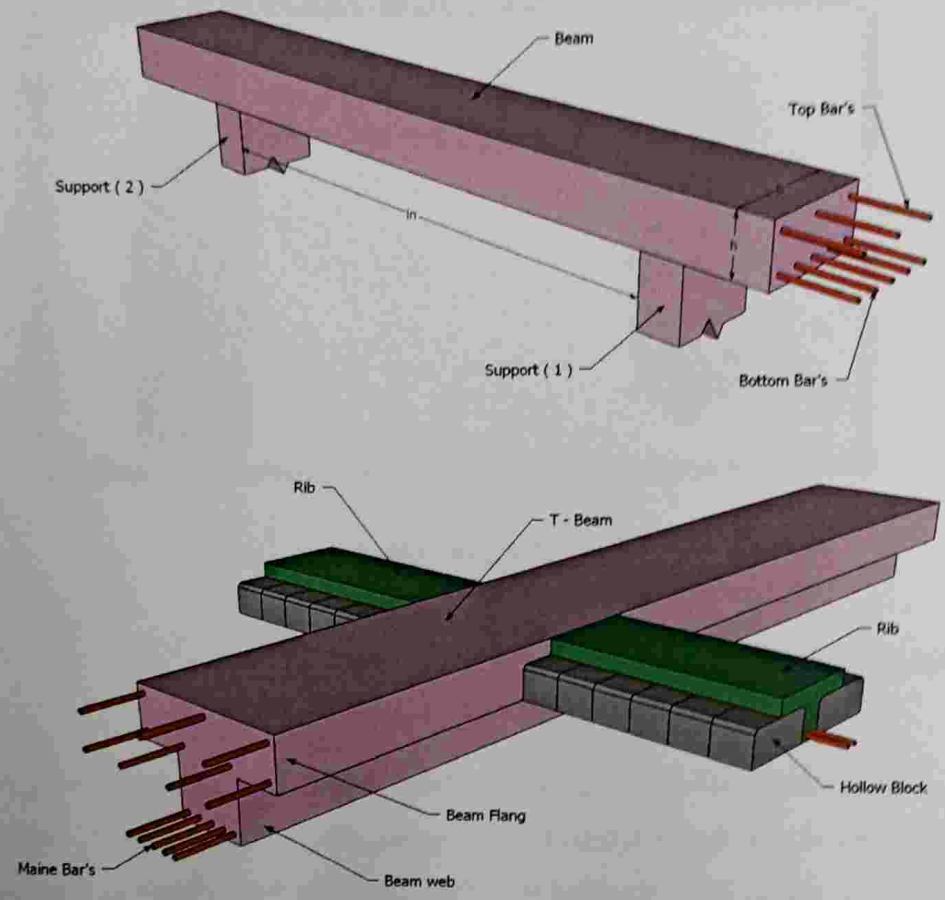
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات و ذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين موضحه في الشكل (3-5).



الشكل (3-5): العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.

3.5.2 الجسور:

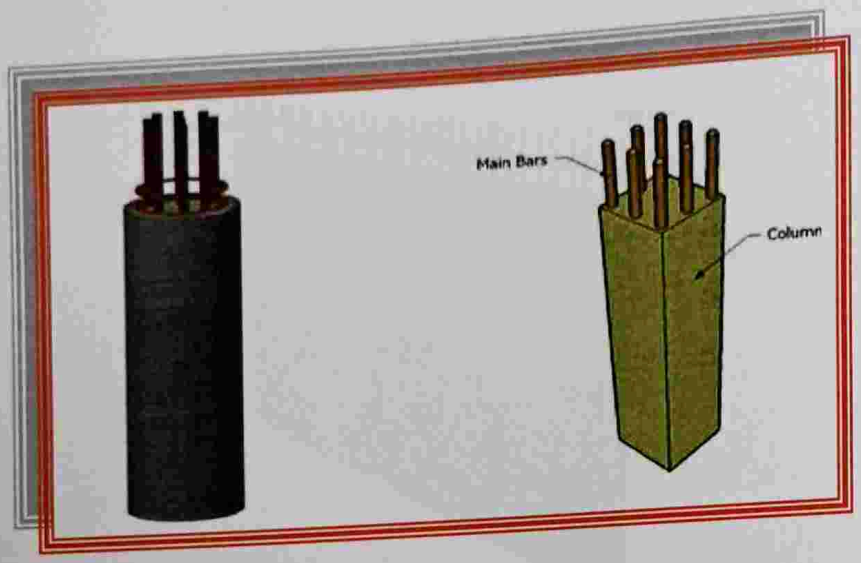
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ،وهي نوعين, جسور مسحورة (مخفية داخل العقدات) والجسور المدلاة "Droped Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، ونظرا للمسافات المختلفه بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع ،فضلاً عن الأحمال الواقعة،فإن الجسور التي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



الشكل (3-6) أشكال الجسور المدلاة و المسحورة.

3.5.3 الأعمدة:

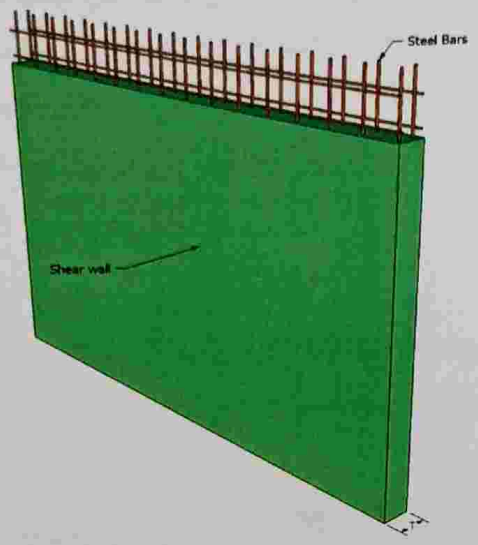
تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ،و هي متنوعة من حيث المقطع وطريقة العمل.



الشكل (3-7): أحد أشكال الأعمدة.

3.5.4 الجدران الحاملة (جدران القص):

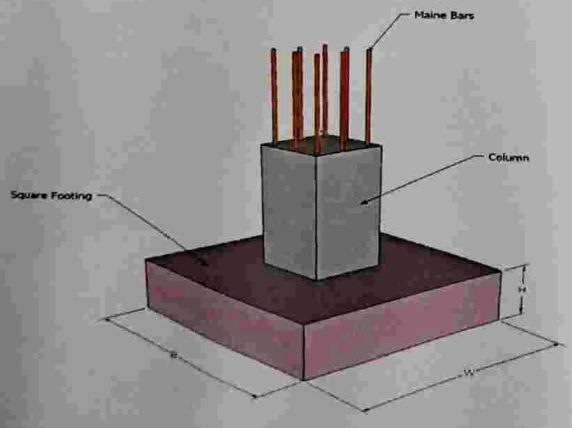
وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها المبنى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



الشكل (3-8): 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.

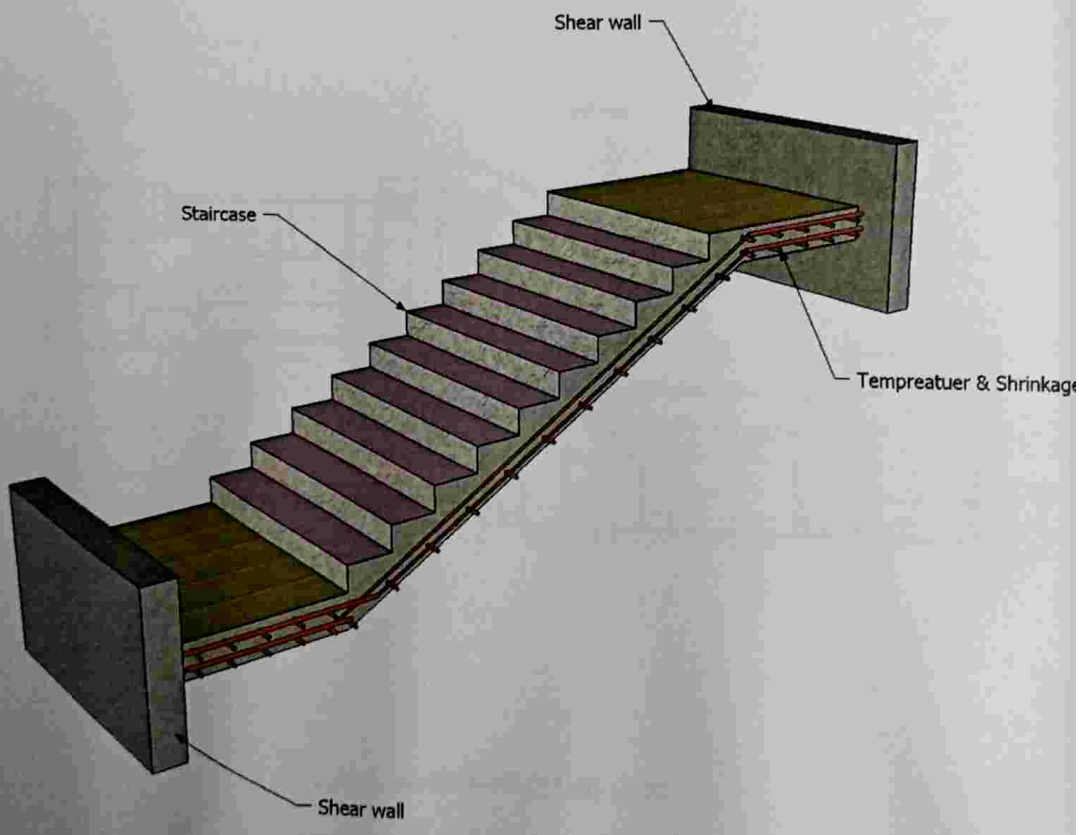


الشكل (3-9) : الأساس المنفرد

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 الأدراج:

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



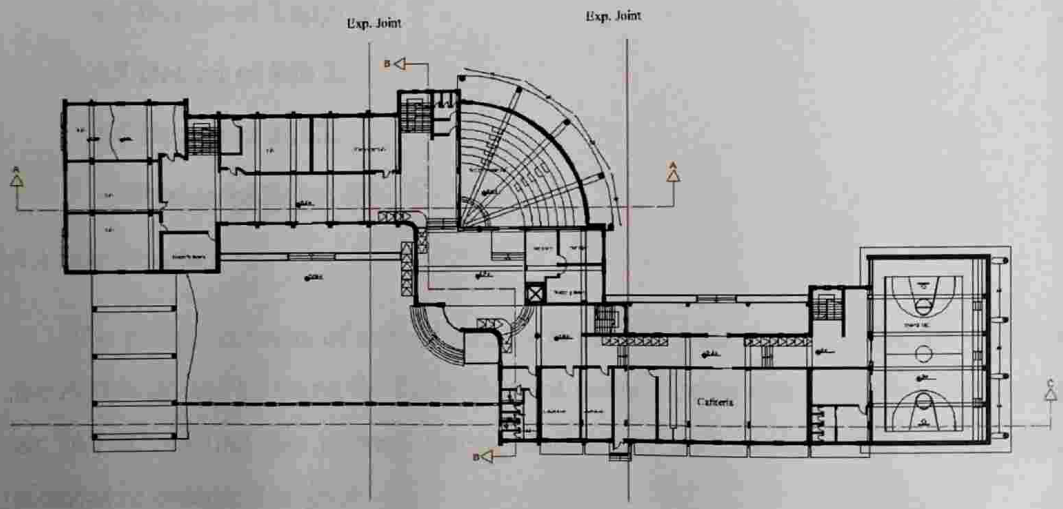
الشكل (3-10): الدرج .

3.6 فواصل التمدد (Expansions Joints):

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

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



الشكل (3-11) فاصلا التمدد بالمبنى.

Chapter 4

Structural Analysis & Design

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 2.

4.6 Design of Rib3.

4.7Design of Beam (8).

4.1 Introduction

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

4.2 Determination of Slab Thickness

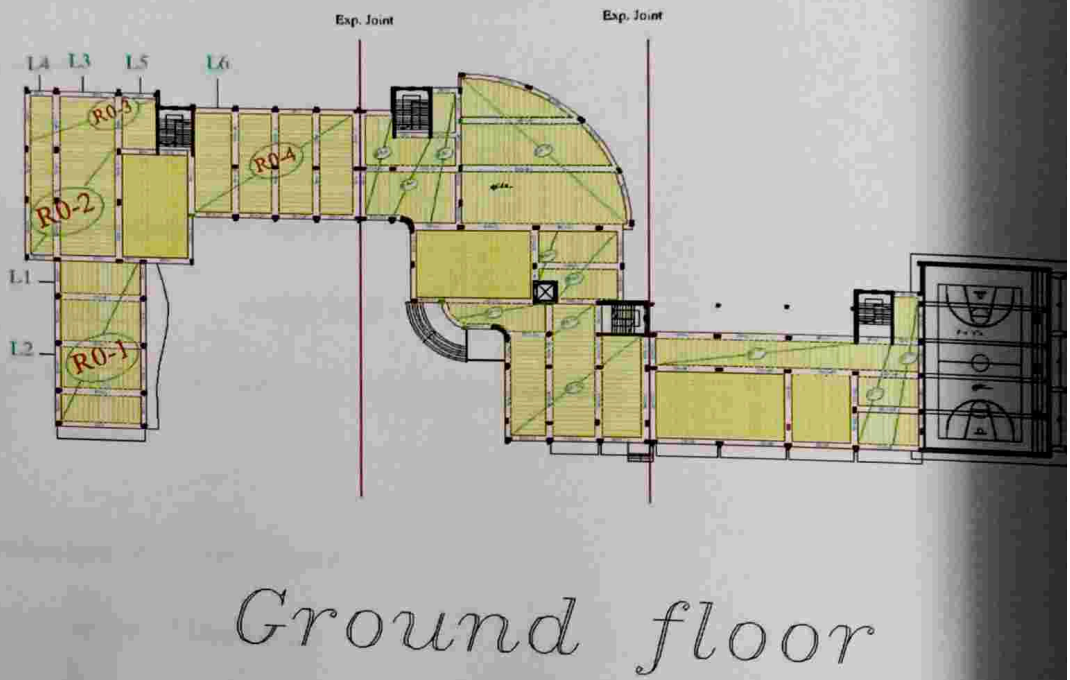


Figure (4-1): Ground Floor Slab.

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} for one-end continuous = L1/18.5

=450 /18.5 = 24.32 cm.

h_{min} for both-end continuous = L2/21

= 570/21 = 27.14 cm

h_{min} for both-end continuous = L3/21

= 690/21 = 32.86 cm (control)

h_{min} for one-end continuous = L4/18.5

= 330/18.5 = 17.83cm

h_{min} for one-end continuous = L5/18.5

= 420/18.5 = 22.7 cm

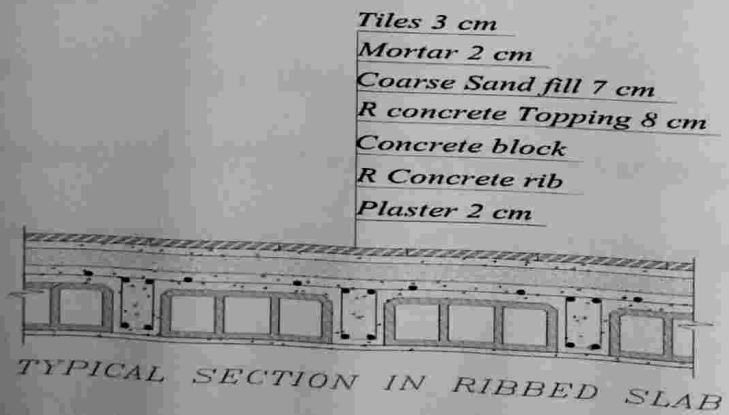
h_{min} for one-end continuous = L6/18.5

= 460/18.5 = 24.86 cm

We selected h = 35cm..... For both-end continuous is control.

4.3 Determination of factored Load

4.3.1 Determination of Dead load



TYPICAL SECTION IN RIBBED SLAB

Tiles $0.03 \times 0.52 \times 22 = 0.3432$ kN/m /rib

Mortar $0.02 \times 0.52 \times 23 = 0.2392$ kN/m / rib

Coarse Sand Fill	$0.07 \times 0.52 \times 17 = 0.6188$ kN/m / rib
Topping	$0.08 \times 0.52 \times 25 = 1.04$ kN/m./rib
Block	$0.27 \times 0.40 \times 9 = 0.972$ kN/m / rib
Concrete Rib	$0.24 \times 0.12 \times 25 = 0.81$ kN/m / rib
Plaster	$0.02 \times 0.52 \times 23 = 0.2392$ kN/m / rib
partitions	$1.25 \times 0.52 = 0.65$ kN/m / rib

Nominal Total Dead Load =

0.3432 + 0. 2392 + 0.6188 + 1.04 + 1.04 + 0.972 + 0.81 + 0.2392 + 0.65

= 4.9124 kN/m of rib

Nominal Total live load = 3* 0.52 = 1.56 kN/m of rib

Total Dead Load (service) = 4.9124/0.52 = 9.447 kN/m^2

Total live load = 3 kN/m^2

4.3.2 Determination of factored dead & live load

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*4.9124 = 5.89488 KN/m of rib.

Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*1.56 = 2.5 KN/m of rib.

4.4 Design of Topping:

Used fy = 420 MPa & fc' = 24 MPa

Dead load of topping = $W_{topping} + W_{tiles} + W_{sand} + W_{mortor} + W_{partiones}$

$= 1.04 + 0.3432 + 0.6188 + 0.2392 + 0.65 = 2.8912$ KN/m

Total Dead Load = 2.8912 KN/m

Live Load = 3KN/m.

qu = 1.2 DL + 1.6 LL

= 1.2 * 2.8912 + 1.6 * 3 = 10.68 KN/m (Total Factored Load)

$$Mu = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{10.68 \times (0.4)^2}{12} = 0.1424 kN.m$$

$$Mn = 0.42\sqrt{fc'} \times \frac{b \times h^2}{6}$$

$$= 0.42\sqrt{24} \times \frac{1000 * 80^2}{6} = 2.19 kN.m$$

$$\phi \times Mn = 0.55 * 2.19 = 1.205 kN.m.$$

$$\phi \times Mn = 1.2051 kN.m > Mu = 0.1424 kN.m.$$

No structural reinforcement is required.

Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided

$\rho = 0.0018$ *ACI-318-02 (7.12.2)*

$$As_{min} = \rho \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 8 = 1.44 cm^2 / 1m.$$

Use 1Φ8/25 cm (4Φ8/1m), with $As = 200$ mm^2/1m in both directions.

$As = 2.0 cm^2 / m > As_{min} = 1.44 cm^2$ *Ok*

4.5 Design of Rib (R2) at ground slab:

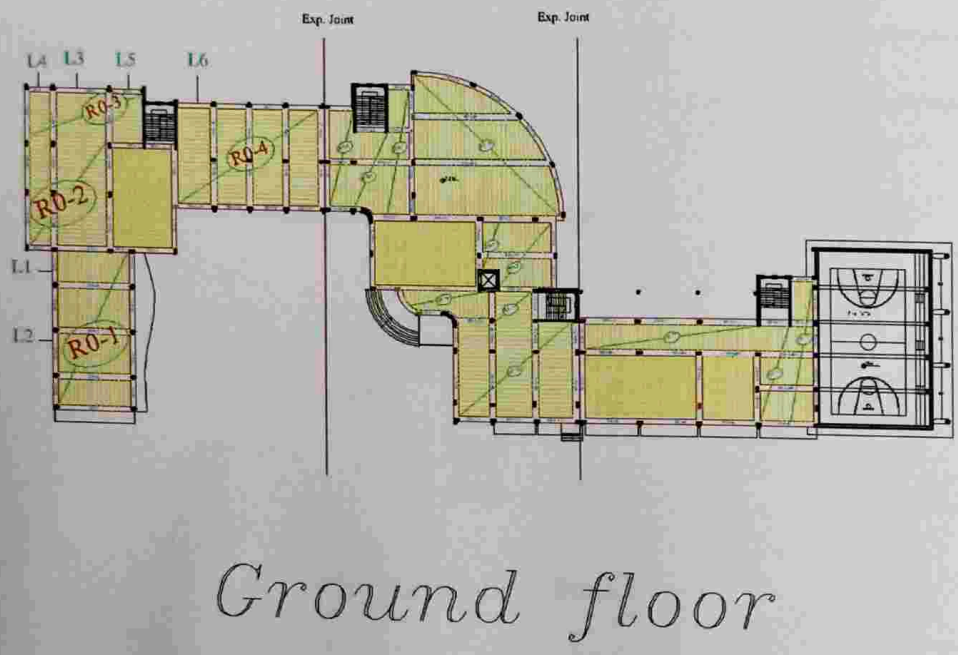


Figure (4-2): Structural Plane

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

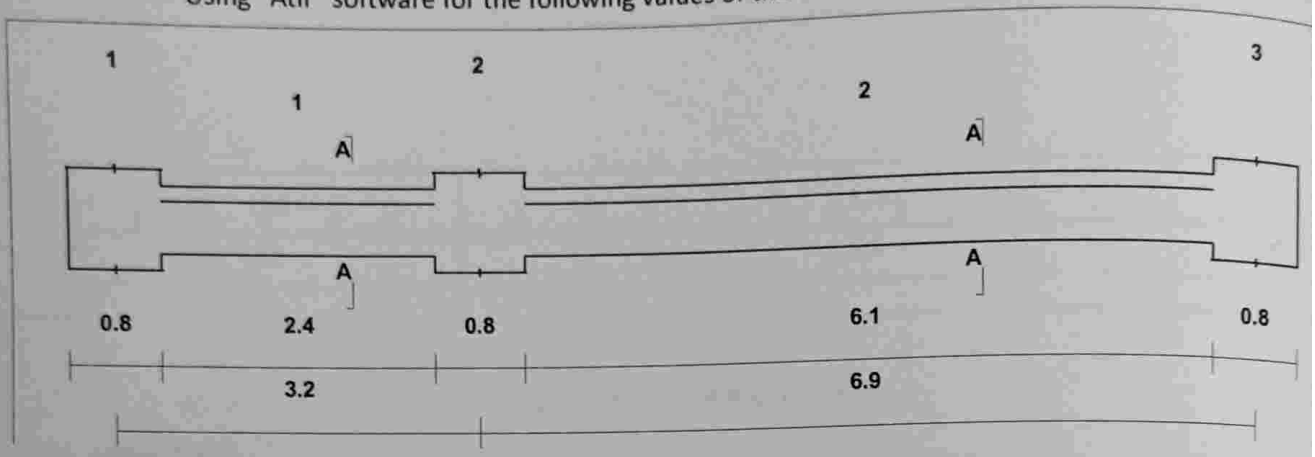


Figure (4-3): Rib2 geometry.

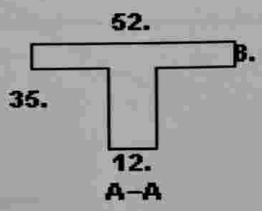
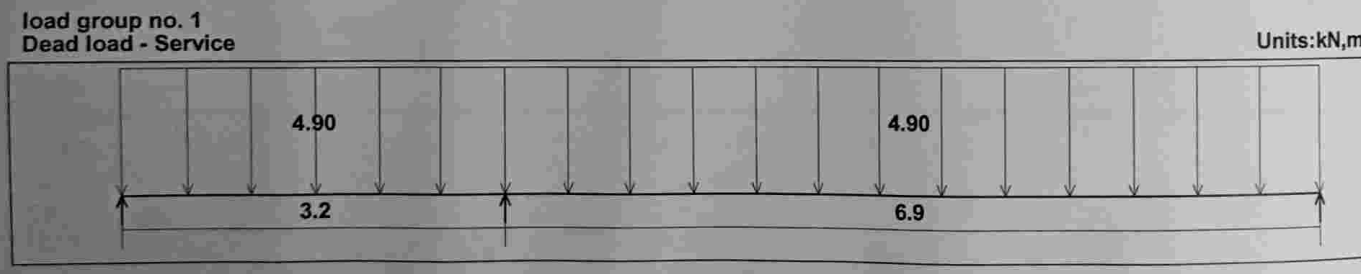


Figure (4-4) : Rib Section



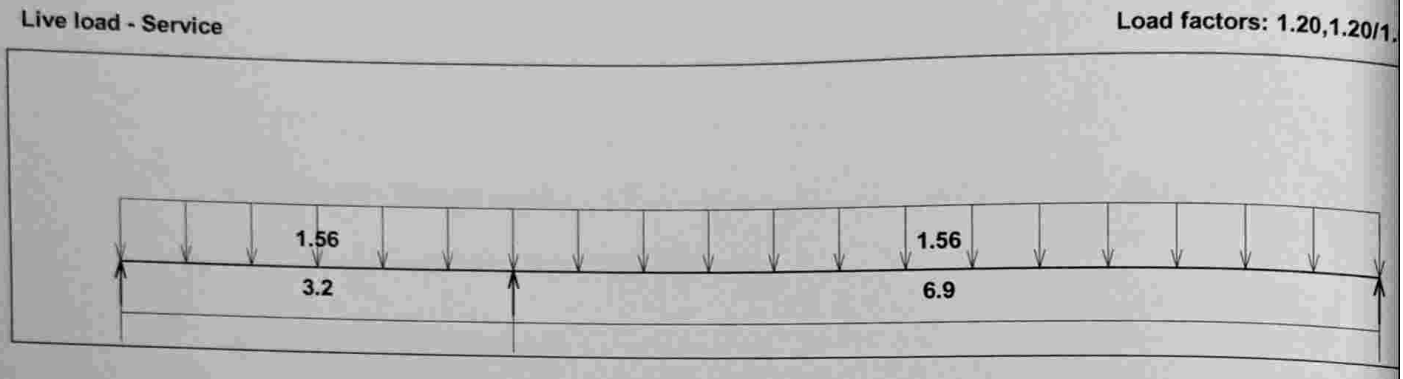


Figure (4-5) : loading of Rib 2

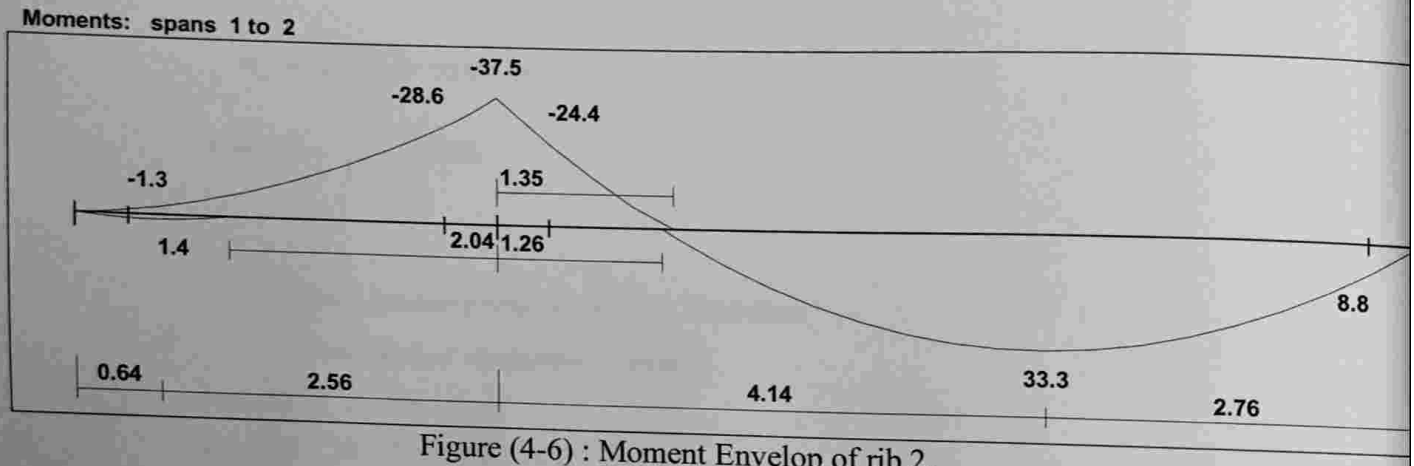


Figure (4-6) : Moment Envelop of rib 2.

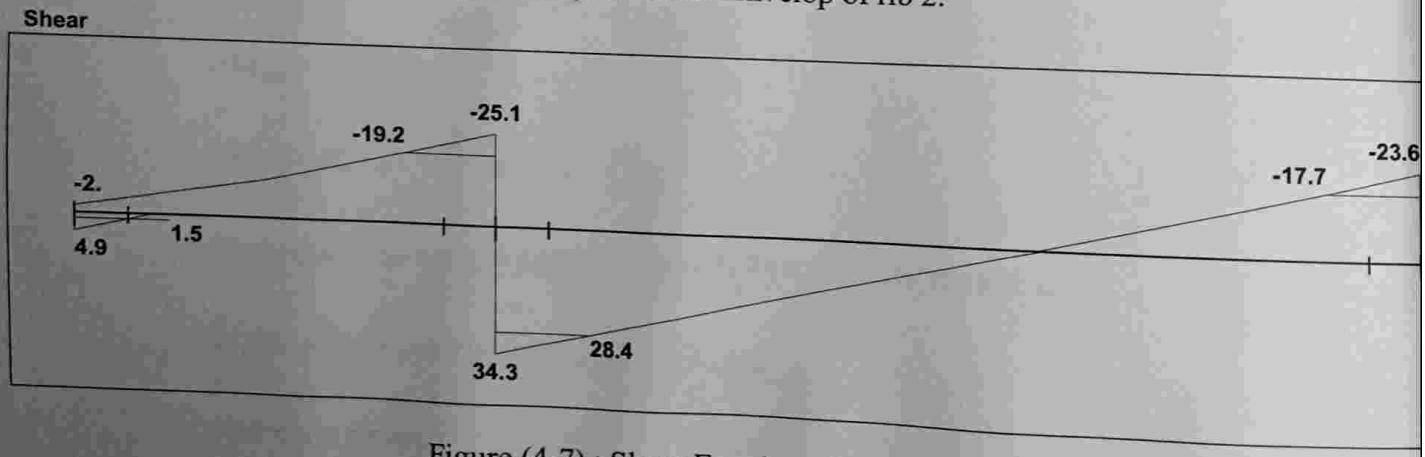


Figure (4-7) : Shear Envelop of rib2.

- **Effective Flange width (b_E) .....*ACI-318-02 (8.12.2)***

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

b_E = L / 4 = 2.4 / 4 = 60 cm

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

$b_E \leq$ center to center between rib = 52 cm

Control 52cm

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

Assume bar diameter = 14mm

$bw = 12cm, h = 35cm$

$d = 350 - 20 - 8 - 7 = 315mm$

Mu_{max} = 33.3 KN .m

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

$Mn_f = 0.85 * 24 * 0.52 * 0.08 * \left(0.315 - \frac{0.08}{2}\right) * 10^3 = 233.376$ KN .m

$\Phi\ Mn_f = 0.9 * 233.376 = 210$ KN .m >> Mu_{max}

rectangular section

4.5.1 Design of Positive moment of rib 2:

4.5.1.1 Design of Span 1

$Mu = 1.4$ KN .m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{1.4}{0.9} = 1.6 \text{ KN .m}$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(12)(31.5) \geq \frac{1.4}{420}(12)(31.5)$$

$As_{\min} = 1.1 < 1.26$ ..... the larger is control

$As_{\min} = 1.26 cm^2$

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

$$Rn = \frac{1.6 * 10^{-3}}{0.52 * (0.315)^2} = 0.03 \text{Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.588$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.588)(0.03)}{420}}\right) = 7.148 * 10^{-5}$$

$A_{req} = \rho * b * d = 7.148 * 10^{-5} * 52 * 31.5 = 0.117 cm^2$

$0.117\ cm^2 < As_{\min} = 1.26cm^2$

Use2 Φ 10 with As=1.57 cm² > As,min=1.26 cm² * Note $A_{\Phi 10} = 0.785$ cm²

Then we select (2) bars Φ 10 $A_s provided = 2 * 0.785 = 1.57cm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$157 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$

$a = 6.22mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.32mm$

$\varepsilon_s = \frac{315 - 7.32}{7.32} X0.003$

$\varepsilon_s = 0.126 > 0.005$

$\Rightarrow$ Ok

4.5.1.2 Design of Span 2

Mu =33.3KN .m

$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{33.3}{0.9} = 37$ KN .m

$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$.....$(ACI - 10.5.1)$

$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(12)(31.5) \geq \frac{1.4}{420}(12)(31.5)$

$As_{\min} = 1.1 < 1.26$.....the larger is control

$As_{\min} = 1.26cm^2$

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

$$Rn = \frac{37 * 10^{-3}}{0.52 * (0.315)^2} = 0.717 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.588$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.588)(0.717)}{420}}) = 1.738 * 10^{-3}$$

A req = ρ * b * d = $1.738 * 10^{-3} * 52 * 31.5 = 2.85$ cm²

$$2.85\,cm^2 > As_{min} = 1.26cm^2$$

Use Φ 14 >> # of bar = $\frac{2.85}{1.54} = 1.85$ * Note $A_{\Phi 14} = 1.54 cm^2$

Then we select (2) bars Φ 14 $A_s provided = 2 * 1.54 = 3.1cm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$310*420 = 0.85*24*520*a$$

$$a = 12.3mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.3}{0.85} = 14.44mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{315-14.44}{14.44} \text{X} 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.062 > 0.005$$

$\Rightarrow$ Ok

4.5.2 Design of Negative moment

4.5.2.1 Design of support (2)

Mu = -28.6 KN .m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{28.6}{0.9} = 31.8 \text{ KN .m}$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI-10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(12)(31.5) \geq \frac{1.4}{420}(12)(31.5)$$

$As_{\min} = 1.1 < 1.26$ ……the larger is control

$$As_{\min} = 1.26cm^2$$

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

$$\text{Rn} = \frac{31.8*10^{-3}}{0.12*(0.315)^2} = 2.67\text{Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.588$$

جامعة بوليتكنك فلسطين
Palestine Polytechnic University
(PPU)
The Library المكتبة
Acc. 15977 الرقم المتسلسل
Class. رقم التصنيف

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.588)(2.67)}{420}}\right) = 6.84 * 10^{-3}$$

$A_{req} = \rho * b * d = 6.84 * 10^{-3} * 12 * 31.5 = 2.6\ cm^2$

$2.6\ cm^2 > As_{min} = 1.26 cm^2$

Use Φ 14 >> # of bar $= \frac{2.6}{1.54} = 1.7$ * Note $A_{\Phi 14} = 1.54\ cm^2$

Then we select (2) bars Φ 14 $A_s provided = 2 * 1.54 = 3.08 cm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

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

$308 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$

$a = 52.84mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{52.84}{0.85} = 62.2mm$

$\varepsilon_s = \frac{315 - 62.2}{62.2} X0.003$

$\varepsilon_s = 0.012 > 0.005$

⇒ Ok

4.5.3 Design of shear for Rib (R2):

ACI – 318 – Categories for shear design:

Vu =28.4kN

Use Φ8 with two legs

$Av = 2 \times 50 = 100\ mm^2$

1. *Item*1 : $\Phi Vc \geq Vu$

$$\Phi\ Vc = \Phi(1.1)\frac{\sqrt{fc'}}{6} \times b_w \times d$$

$$= \Phi\ Vc = 0.75(1.1) \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 120 \times 315$$

$= 25.46$ kN

Since $\Phi\ Vc \leq Vu$

Not control

2. Item 2

$$\frac{1}{2}\Phi Vc \leq Vu \leq \Phi Vc$$

$$\Phi\ Vc = 25.46\ kn$$

$$\frac{1}{2}\Phi Vc = \frac{25.46}{2} = 12.73Kn$$

Not control

3. Item 3

$$\Phi Vc \leq Vu \leq \Phi Vc + \Phi Vs_{min}$$

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

$$\Phi Vs_{min} = 0.75(\frac{1}{3}) \times 0.12 \times 0.315 \times 10^3 = 9.45kN$$

Control

$$\Phi Vs_{min} \geq \frac{1}{16} \times \sqrt{fc'} \times bw \times d$$

$$\Phi Vs_{\min} = 0.75 * \frac{1}{16} \times \sqrt{24} \times 0.12 \times 0.315 \times 10^3 = 8.68\ KN$$

$$\Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 9.45 + 25.46 = 34.91 kN$$

Vu = 28.4kN < $\Phi Vc + \Phi Vs_{\min}$ = 34.91kN control

$$\frac{Av}{S_{req}} \geq \frac{1}{3}\frac{bw}{fy}$$

$$\frac{Av}{S_{req}} \geq \frac{1}{16}\frac{\sqrt{fc'}}{fy} \times bw$$

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

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

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

$$S_{\max} \leq \frac{d}{2} \leq 600 \Rightarrow S_{\max} = \frac{31.5}{2} = 15.75cm$$

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

Select 2 leg Φ 8 / 15 cm c/c

4.6Design of Rib (R3) at ground slab:

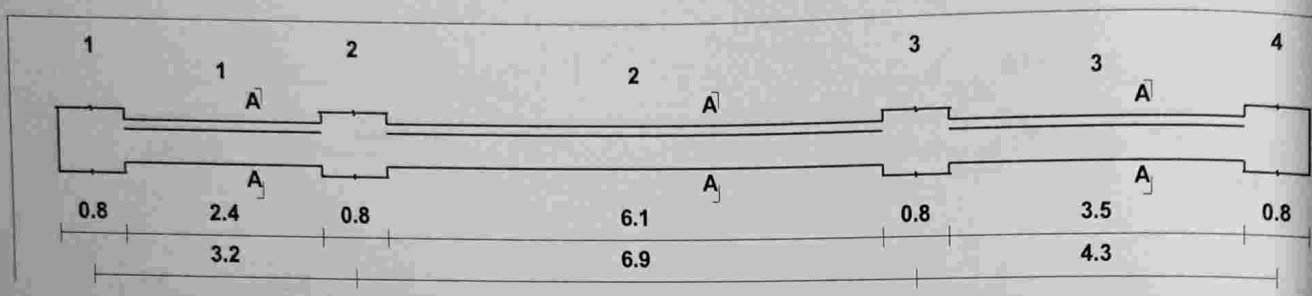


Figure (4-8): Rib3 geometry.

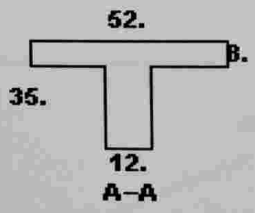


Figure (4-9) : Rib Section.

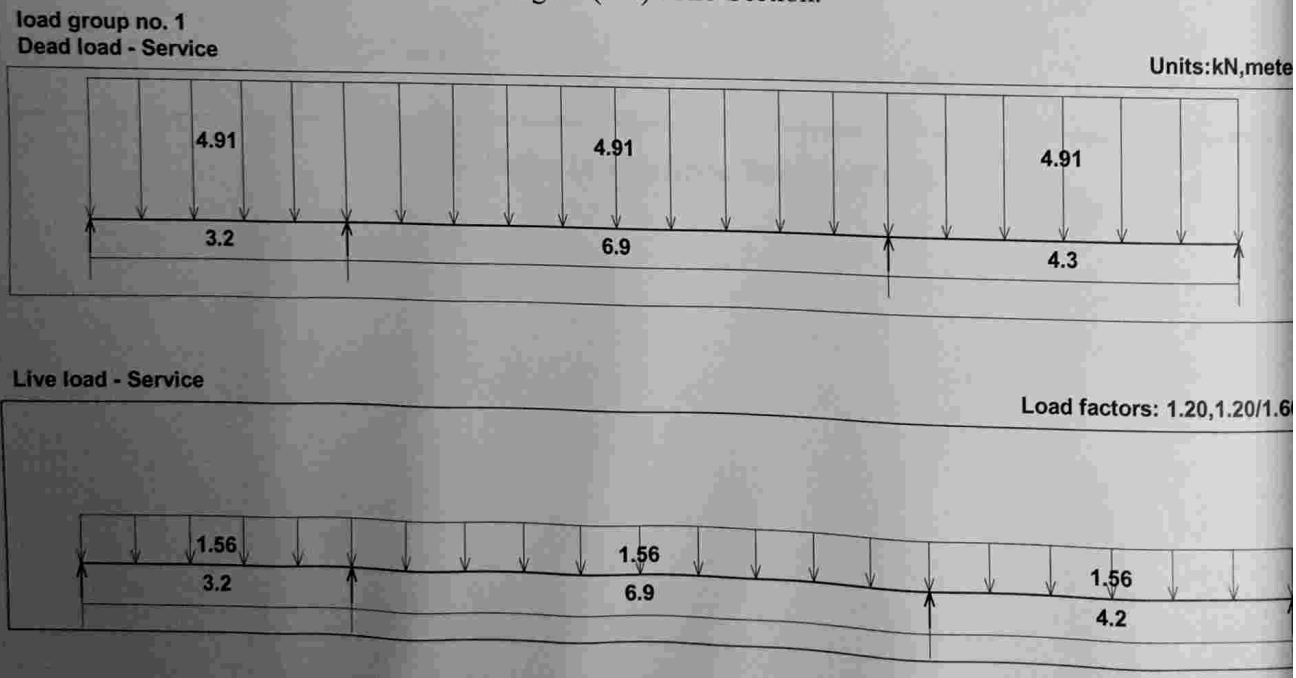


Figure (4-10) : loading of Rib 3.

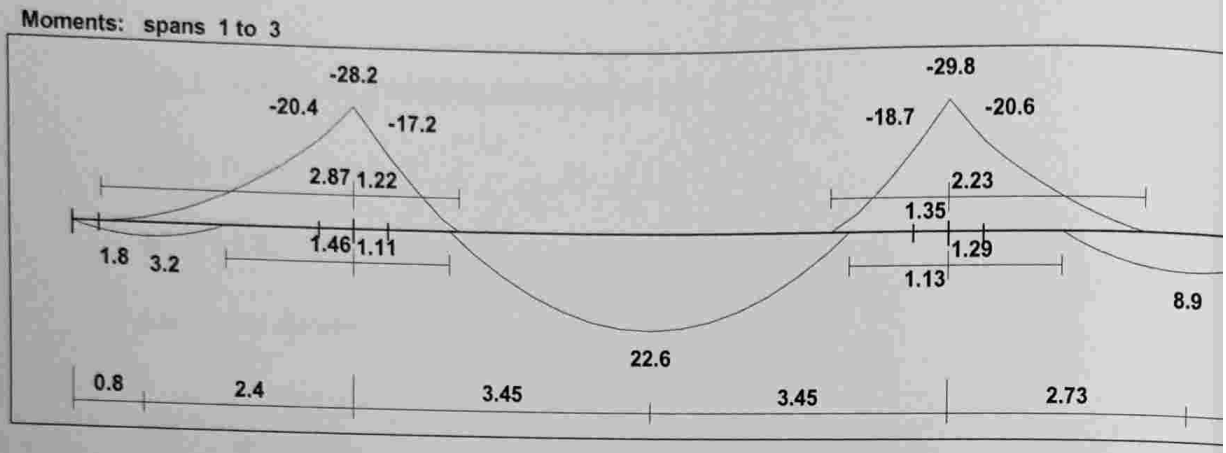


Figure (4-11) : Moment Envelop of rib 3.

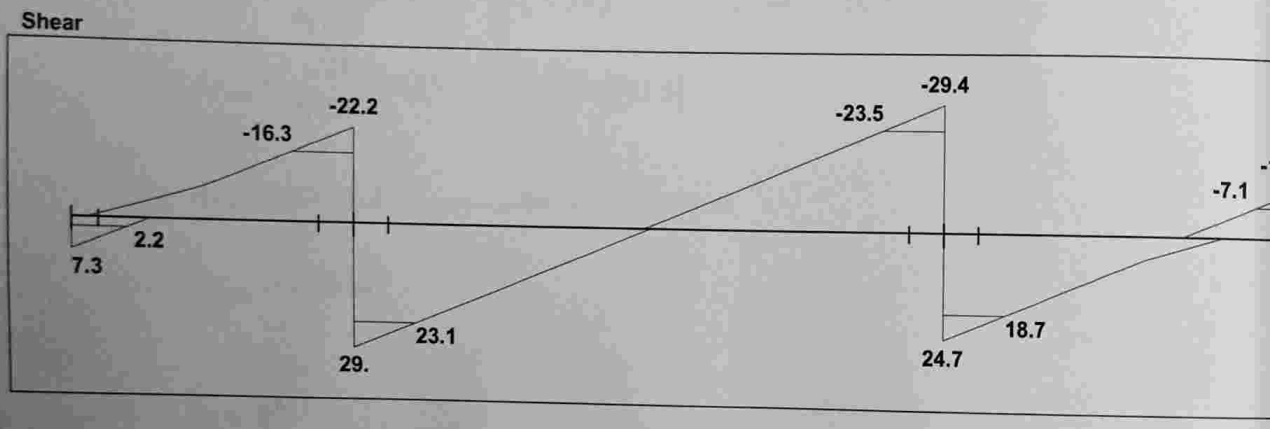


Figure (4-12) : Shear Envelop of rib3.

4.6.1 Design of Positive moment of rib 3:

4.6.1.1 Design of Span 1

$Mu = 3.2$ KN .m

Assume bar diameter=10mm

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{3.2}{0.9} = 3.55\text{KN .m}$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(12)(31.5) \geq \frac{1.4}{420}(12)(31.5)$$

$As_{\min} = 1.1 < 1.26$ ..... the larger is control

$As_{\min} = 1.26cm^2$

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

$$\text{Rn} = \frac{3.55*10^{-3}}{0.52*(0.315)^2} = 0.0688 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.588$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.588)(0.0688)}{420}}) = 1.64 * 10^{-4}$$

A req = $\rho * b * d = 1.64 * 10^{-4} * 52 * 31.5 = 0.269\text{cm}^2$

$0.269\ cm^2 < As_{min} = 1.26cm^2$

Use2 Φ 10 with As=1.57 cm² > As,min=1.26 cm² * Note $A_{\Phi 10} = 0.785$ cm

Then we select (2) bars Φ 10 $A_s\ provided = 2*0.785 = 1.57cm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$157*420 = 0.85*24*520*a$

$a = 6.22mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.32mm$

$\varepsilon_s = \frac{315-7.32}{7.32} X0.003$

$\varepsilon_s = 0.126 > 0.005$

OK

4.6.1.2 Design of Span 2

$Mu = 22.6$ KN .m

$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{22.6}{0.9} = 25.11$KN .m

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$.....$(ACI-10.5.1)$

$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(12)(31.5) \geq \frac{1.4}{420}(12)(31.5)$

$As_{min} = 1.1 < 1.26$.....the larger is control

$As_{min} = 1.26cm^2$

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

$$Rn = \frac{25.11*10^{-3}}{0.52*(0.315)^2} = 0.49\text{Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.588$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.588)(0.49)}{420}}\right) = 1.2*10^{-3}$$

$A_{req} = \rho * b * d = 1.2 * 10^{-3} * 52 * 31.5 = 1.92\text{cm}^2$

$1.92\,cm^2 > As_{min} = 1.26cm^2$

Use Φ 12 >> # of bar $= \frac{1.92}{1.13} = 1.7$ * Note $A_{\Phi 12} = 1.13\text{cm}^2$

Then we select (2) bars Φ 12 $A_s\,provided = 2*1.13 = 2.26cm^2$

$$226*420 = 0.85*24*520*a$$

$$a = 8.95mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.95}{0.85} = 10.53mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{315-10.53}{10.53} \text{X} 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.087 > 0.005$$

$\Rightarrow$ Ok

4.6.1.3 Design of Span 3

$Mu = 8.9$ KN .m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{8.9}{0.9} = 9.9 \text{ KN .m}$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI-10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(12)(31.5) \geq \frac{1.4}{420}(12)(31.5)$$

$As_{\min} = 1.1 < 1.26$ ..... the larger is control

$$As_{\min} = 1.26cm^2$$

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

$$\text{Rn} = \frac{9.9*10^{-3}}{0.52*(0.315)^2} = 0.19\text{Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.588$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.588)(0.19)}{420}}\right) = 4.58 * 10^{-4}$$

A req = ρ * b * d = $4.58 * 10^{-3} * 52 * 31.5 = 0.75cm^2$

$0.75\,cm^2 < As_{min} = 1.26cm^2$

Use Φ 10 >> # of bar = $\frac{1.26}{0.785} = 1.6$ * Note $A_{\Phi 10} = 0.785cm^2$

Then we select (2) bars Φ 10 $A_s\,provided = 2 * 0.785 = 1.57cm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$157 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$

$a = 6.22mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.3mm$

$\varepsilon_s = \frac{315 - 7.3}{7.3} X0.003$

$\varepsilon_s = 0.13 > 0.005$

⇒ Ok

4.6.2 Design of Negative moment

4.6.2.1 Design of support (2)

Mu = -20.4 KN .m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{20.4}{0.9} = 22.7\text{KN .m}$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI-10.5.1)$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(12)(31.5) \geq \frac{1.4}{420}(12)(31.5)$$

$As_{min} = 1.1 < 1.26$ .....the larger is control

$As_{min} = 1.26 cm^2$

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

$$\text{Rn} = \frac{22.7*10^{-3}}{0.12*(0.315)^2} = 1.9 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.588$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.588)(1.9)}{420}}\right) = 4.8*10^{-3}$$

$A_{req} = \rho * b * d = 4.8*10^{-3} * 12 * 31.5 = 1.8 \text{ cm}^2$

$1.8\ cm^2 > As_{min} = 1.26cm^2$

Use Φ 14 >> # of bar = $\frac{1.8}{1.54} = 1.2$ * Note $A_{\Phi 14} = 1.54\ cm^2$

Then we select (2) bars Φ 14 $A_s\ provided = 2*1.54 = 3.08cm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

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

$308*420 = 0.85*24*120*a$

$a = 52.8mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{52.8}{0.85} = 62.2mm$

$\varepsilon_s = \frac{315-62.2}{62.2} X0.003$

$\varepsilon_s = 0.012 > 0.005$

$\Rightarrow$ Ok

4.6.2.2 Design of support (3)

Mu = -20.6 KN .m

Similar with Support (2)..... Use (2) bars Φ 14

4.6.3 Design of shear for Rib (R3):

ACI – 318 – Categories for shear design:

Vu = 23.5 kN

Use Φ8 with two legs

$Av = 2 \times 50 = 100\ mm^2$

*Item*1 : $\Phi Vc \geq Vu$

$$\Phi \text{ Vc} = \Phi(1.1)\frac{\sqrt{fc'}}{6} \times b_w \times d$$

$$= \Phi \text{ Vc} = 0.75(1.1) \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 120 \times 315$$

$$= 25.46 \text{ kN}$$

Since $\Phi \text{ Vc} \leq \text{Vu}$

Not control

Item 2

$$\frac{1}{2}\Phi Vc \leq Vu \leq \Phi Vc$$

$$\Phi \text{ Vc} = 25.46 \; kn$$

$$\frac{1}{2}\Phi Vc = \frac{25.46}{2} = 12.73 Kn$$

Not control

4. Item 3

$$\Phi Vc \leq Vu \leq \Phi Vc + \Phi Vs_{\min}$$

$$\Phi Vs_{\min} \geq \frac{\Phi}{3} \times \text{bw} \times \text{d}$$

$$\Phi Vs_{\min} = 0.75\left(\frac{1}{3}\right) \times 0.12 \times 0.315 \times 10^3 = 9.45 kN$$

Control

$$\Phi Vs_{\min} \geq \frac{1}{16} \times \sqrt{\text{fc}'} \times bw \times d$$

$$\Phi Vs_{\min} = 0.75 * \frac{1}{16} \times \sqrt{24} \times 0.12 \times 0.315 \times 10^3 = 8.68 \; KN$$

$$\Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 9.45 + 25.46 = 34.91kN$$

$$\text{Vu} = 23.5\text{kN} < \Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 34.91\text{kN} \quad \text{control}$$

$$\frac{Av}{S_{req}} \geq \frac{1}{3}\frac{bw}{fy}$$

$$\frac{Av}{S_{req}} \geq \frac{1}{16}\frac{\sqrt{fc'}}{fy} \times bw$$

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

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

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

$$S_{\max} \leq \frac{d}{2} \leq 600 \Rightarrow S_{\max} = \frac{31.5}{2} = 15.75cm$$

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

Select 2 leg Φ 8 / 15 cm c/c

4.7 Design of Beam (8) :

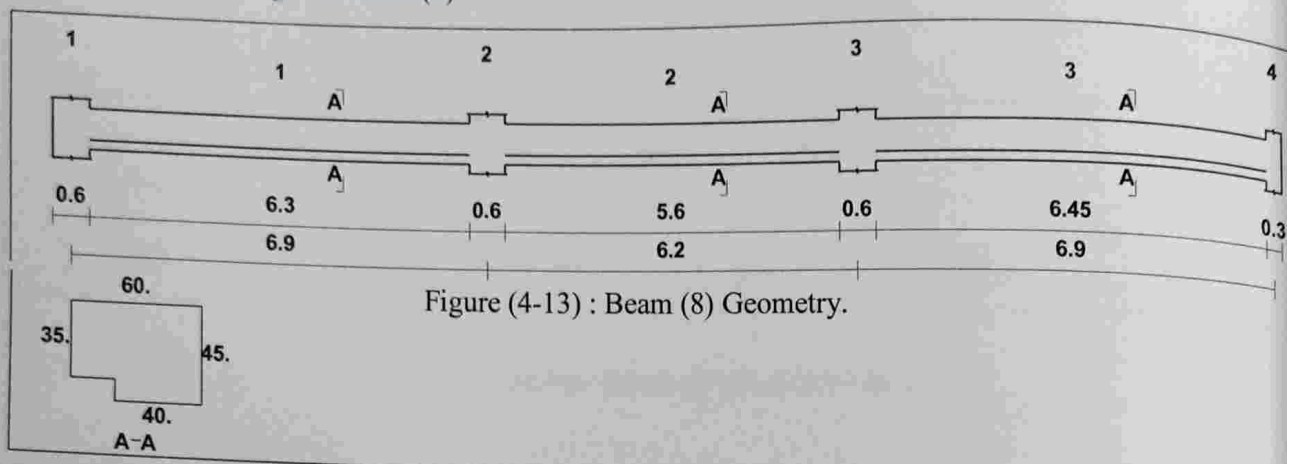


Figure (4-13) : Beam (8) Geometry.

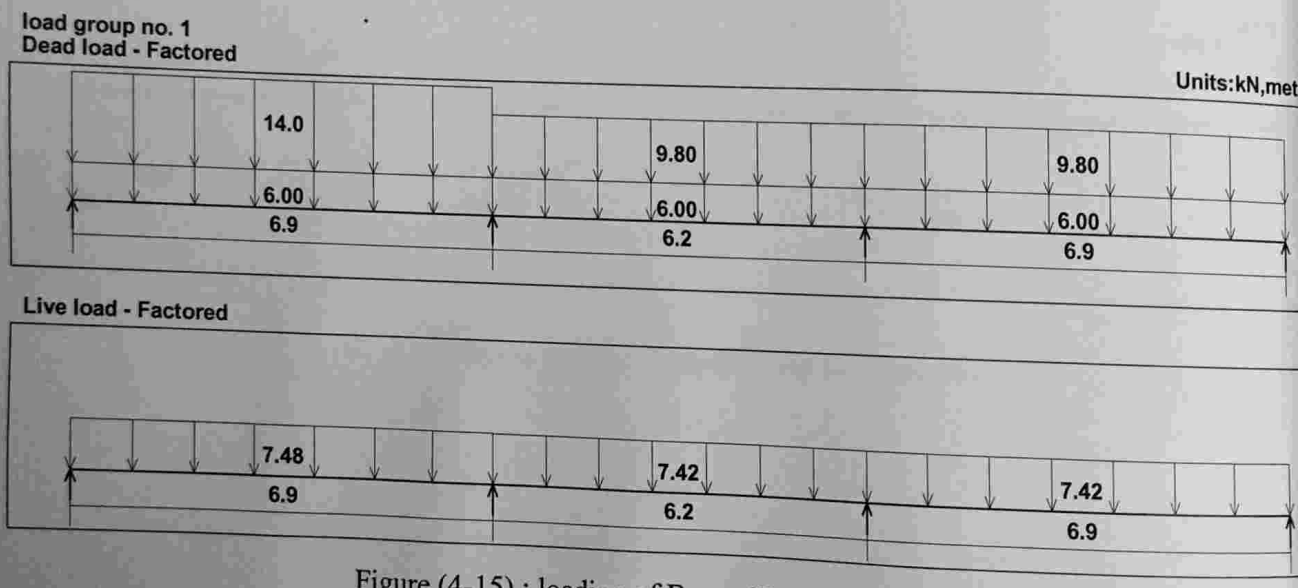


Figure (4-15) : loading of Beam (8).

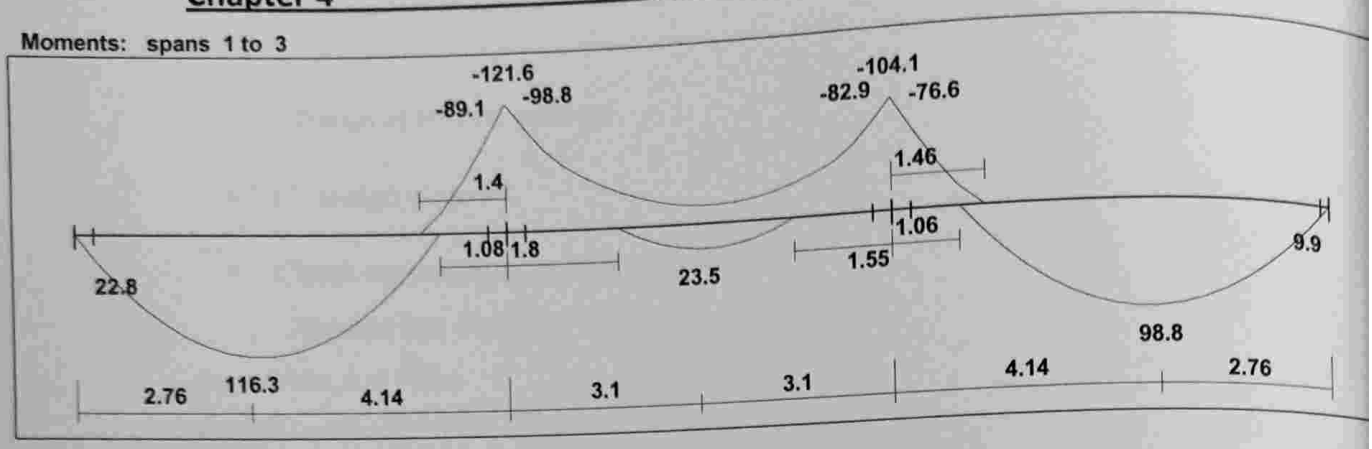


Figure (4-16) : Moment Envelop for Beam (8).

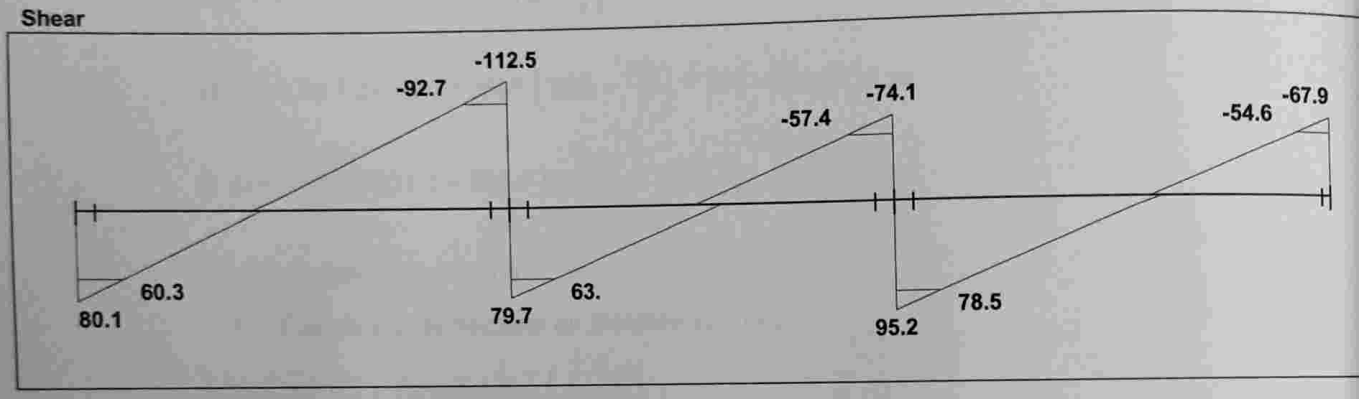


Figure (4-17) : Shear Envelop for Beam (8).

4.7.1 Design of Positive moment

4.7.1.1 Design of span 1

- **Check rectangular section or L-section**

  Assume bar diameter=20mm

$bw = 40cm, h = 45cm$

$d = 450 - 40 - 10 - 10 = 390mm$

$Mu_{max} = 116.3$ KN .m

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

$Mn_f = 0.85 * 24 * 600 * 350 * \left(390 - \frac{350}{2}\right) * 10^{-6} = 921.1$KN .m

$\Phi\ Mn_f = 0.9 * 921.1 = 828.9$ KN .m $>$ Mu_{max}

- ❖ rectangular section

- **Check single section or Doubly section**

$Mn_{max} = 0.85 * fc * b * a * \left(d - \frac{a}{2}\right)$

C= 3/7 *d = 3/7 * 390= 167.14 mm

a= 167.14*0.85 = 142.1 mm

$Mn_{max} = 0.85 * 24 * 142.1 * 400 * \left(390 - \frac{142.1}{2}\right) * 10^{-6} = 369.85$ KN .m

$\emptyset = 0.82$

$\Phi\ Mn_{max} = 0.82 * 369.85 = 303.3$KN .m $>>$ $Mu_{max} = 116.3$

- ❖ Singly section

$bw = 40cm, h = 45cm$

$d = 450 - 40 - 10 - 10 = 390mm$

$Mu = 116.3$ KN .m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{116.3}{0.9} = 129.2 \text{ KN .m}$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(400)(390) \geq \frac{1.4}{420}(400)(390)$$

$As_{\min} = 454.9 < 520$ .....the larger is control

$As_{\min} = 520mm^2$

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

$$\text{Rn} = \frac{129.2 * 10^6}{400 * (390)^2} = 2.12 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.588$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.588)(2.12)}{420}}\right) = 0.00535$$

A req = ρ * b * d = 0.00535* 400 * 390 = 834.8 mm²

$834.8\, mm^2 > As_{\min} = 520mm^2$

Then we select (4) bars Φ 18 $A_s provided = 4*254.3 = 1017 mm^2$ Ok

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$1017*420 = 0.85*24*400*a$$

$$a = 52.4mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{52.4}{0.85} = 61.6mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{390-61.6}{61.6} X0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.016 > 0.005$$

- **Check for spacing between the bar**

$$S = \frac{400-2*40-2*10-4*18}{3}$$

$$S = 76\,mm \geq 25\,mm$$

$$\geq db = 18\,mm$$

4.7.1.2 Design of Span 2

$Mu = 23.5$ KN .m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{23.5}{0.9} = 26.11 \text{ KN .m}$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI-10.5.1)$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(400)(390) \geq \frac{1.4}{420}(400)(390)$$

$As_{min} = 454.9 < 520$ .....the larger is control

$As_{min} = 520mm^2$

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

$$Rn = \frac{26.11*10^6}{400*(390)^2} = 0.43 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.588$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.588)(0.43)}{420}}) = 0.00103$$

A req = ρ * b * d = 0.00103 * 400 * 390= 161.12 mm²

$161.12\,mm^2 < As_{min} = 520mm^2$

$$\text{Use } \Phi 14 >> \#\text{ of bar} = \frac{520}{153.9} = 3.4$$

Then we select (4) bars Φ 14 $A_s provided = 4*153.9 = 615.6mm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

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

$615.6 * 420 = 0.85 * 24 * 400 * a$

$a = 31.7mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{31.7}{0.85} = 37.2mm$

$\varepsilon_s = \frac{390 - 37.2}{37.2} X0.003$

$\varepsilon_s = 0.03 > 0.005$

- **Check for spacing between the bar**

$$S = \frac{400 - 2*40 - 2*10 - 4*14}{3}$$

$S = 81.3\,mm \geq 25\,mm$

$\geq db = 14\,mm$

4.7.1.3 Design of Span 3

$Mu = 98.8$ KN .m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{98.8}{0.9} = 109.8\text{KN .m}$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(400)(390) \geq \frac{1.4}{420}(400)(390)$$

$As_{min} = 454.9 < 520$ ……the larger is control

$As_{min} = 520mm^2$

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

$$Rn = \frac{109.8 * 10^6}{400 * (390)^2} = 1.8 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.588$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.588)(1.8)}{420}}\right) = 0.0045$$

A req = ρ * b * d = 0.0045 * 400* 390 = 703 mm²

$703\ mm^2 > As_{\min} = 520 mm^2$

$As = 703 mm^2$ is control

$$\text{Use } \Phi 16 \gg \#\text{ of bar} = \frac{703}{200.96} = 3.5$$

Then we select (4) bars Φ 16 $A_s provided = 4 * 200.96 = 803.8 mm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$803.8 * 420 = 0.85 * 24 * 400 * a$

$a = 41.4mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{41.4}{0.85} = 48.7mm$

$\varepsilon_s = \frac{390 - 48.7}{48.7} X0.003$

$\varepsilon_s = 0.021 > 0.005$

- **Check for spacing between the bar**

$$S = \frac{400 - 2*40 - 2*10 - 4*16}{3}$$

$S = 78.7\,mm \geq 25\,mm$

$\geq db = 16\,mm$

4.7.2 Design of Negative moment

4.7.2.1 Design at support (1).

Mu = -98.8KN .m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{98.8}{0.9} = 109.8KN.m$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(400)(390) \geq \frac{1.4}{420}(400)(390)$$

$As_{min} = 454.9 < 520$ .....the larger is control

$As_{min} = 520mm^2$

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

$$Rn = \frac{109.8*10^6}{400*(390)^2} = 1.8 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.588$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.588)(1.8)}{420}}) = 0.0045$$

A req = ρ * b * d = 0.0045 * 400 * 390 = 703mm²

$$703\ mm^2 > As_{\min} = 520mm^2$$

$$\text{Use } \Phi 16 >> \#\text{ of bar} = \frac{703}{200.96} = 3.5$$

Then we select (4) bars Φ 16 $A_s provided = 4*200.96 = 803mm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$803.8*420 = 0.85*24*400*a$$

$$a = 41.4mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{41.4}{0.85} = 48.7mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{390-48.7}{48.7} X0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.021 > 0.005$$

- **Check for spacing between the bar**

$$S = \frac{400-2*40-2*10-4*16}{3}$$

$$S = 78.7\,mm \geq 25\,mm$$

$$\geq db = 16\,mm$$

4.7.2.2 Design at support (2).

Mu = -82.9KN .m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{82.9}{0.9} = 92.11 \text{ KN .m}$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI-10.5.1)$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(400)(390) \geq \frac{1.4}{420}(400)(390)$$

$As_{min} = 454.9 < 520$ ……the larger is control

$$As_{min} = 520mm^2$$

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

Then we select (4) bars Φ 14 $A_s provided = 4*153.9 = 615.6mm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$615.6*420 = 0.85*24*400*a$$

$$a = 31.7mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{31.7}{0.85} = 37.3mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{390 - 37.3}{37.3} X0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.03 > 0.005$$

- **Check for spacing between the bar**

4.7.3.2 Design of Negative moment for span (2).

Use Φ 12 , # of bar = $\frac{520}{113.1} = 4.6$

Then we select (5) bars Φ 12 $A_s provided = 5*113.1 = 565.5mm^2$

4.7.3.3 Design of Negative moment for span (3).

Use Φ 12 , # of bar = $\frac{520}{113.1} = 4.6$

Then we select (5) bars Φ 12 $A_s provided = 5*113.1 = 565.5mm^2$

4.7.4 Design of shear

4.7.4.1 Design of Span 1

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

$$= \frac{\sqrt{24}}{6} * 400 * 390$$

$$= 127.4 \text{ KN}$$

$$\Phi Vc = 0.75 * 127.4 = 95.5 \text{ KN}$$

$$\Phi V_{smin} \geq 0.75 (\frac{1}{3}) * bw * d = 0.75 * (\frac{1}{3}) * 400 * 390 * 10^{-3} = 39 \text{ KN.} \quad \text{control}$$

$$\geq 0.75 (\frac{\sqrt{fc'}}{16}) * bw * d = 0.75 (\frac{\sqrt{24'}}{16}) * 400 * 390 * 10^{-3} = 35.8 \text{ KN}.$$

$$\Phi V_{smin} = 39 \text{ KN.}$$

$Vu = 92.7$ KN (From shear Envelope)

Item 2

$$\frac{1}{2}\Phi Vc \leq Vu \leq \Phi Vc$$

$$\Phi Vc = 95.5 \, kn$$

$$\frac{1}{2}\Phi Vc = \frac{95.5}{2} = 47.75 Kn$$

$$\frac{Av}{S} \geq \frac{bw}{3 * fy} = 0.317 \quad \text{control}$$

$$\geq \frac{\sqrt{fc'}bw}{16 * fy} = 0.292$$

Try 2 leg Φ 10 Φ 6 = 78.5mm²

$$\frac{Av}{S} = \frac{2 * 78.5}{S} = 0.317$$

S = 201.9 mm

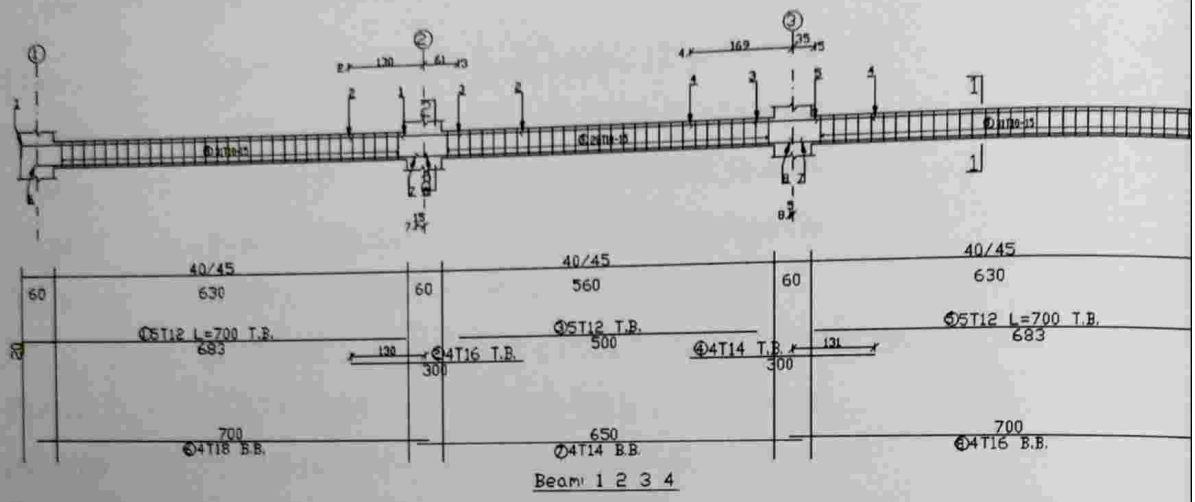
≤ 600 mm

≤ d/2 = 390/2 = 195 mm control

Use S = 15 cm

Use 2 leg Φ 10 at 15 cm c/c (All spans satisfies minimum shear reinf)

4.7.5 Details of Beam(8) reinforcement.



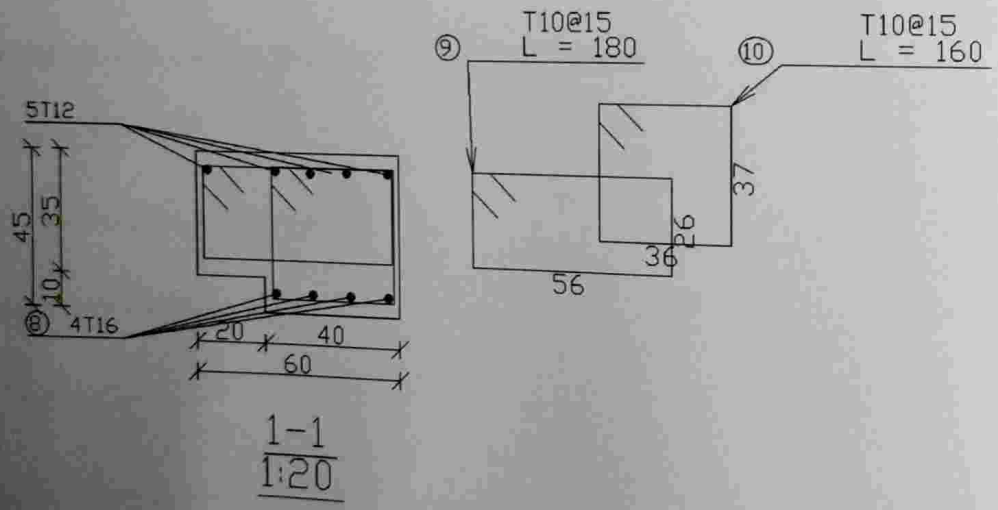


Figure (4-18) : Detail of Beam (8).

4.8: Design of Tow way Ribbed slab:

4-8-1 Dead Load Calculation :

Tiles	0.03*0.52*0.52*22 = 0.1785 kN/0.52*0.52of rib
Mortar	0.02*0.52*0.52*23 = 0.1244 kN/0.52*0.52of rib
Sand	0.07*0.52*0.52*17 = 0. K3218N/0.52*0.52of rib
Topping	0.08*0.52*0.52*25 = 0.5408 kN/0.52*0.52of rib
Block	0.4*0.27*0.4*9 = 0.3888 kN/0.52*0.52of rib
Rib	0.27*0.12*(0.52+0.4)*25 = 0.7452 kN/0.52*0.52of rib
Plaster	0.02*0.52*0.52*23 = 0.1244 kN/0.52*0.52of rib
partition	(1.25) (0.52) *0.52 = 0.338 kN/0.52*0.52of rib

Dead Load = 2.761 kN/0.52*0.52of rib

Dead Load per unit area = 2.761 / 0.52*0.52= 10.21 KN/m^2

Live Load = 3KN/ m^2

q_{uD} =1.2 D =10.21*1.2=12.25kN/m^2

q_{uL} = 1.6 L = 3*1.6=4.8 KN/m^2

q_u =17.05 KN/m^2

$bw = 12cm, h = 35cm$

$d = 350 - 20 - 10 - 7 = 313mm$

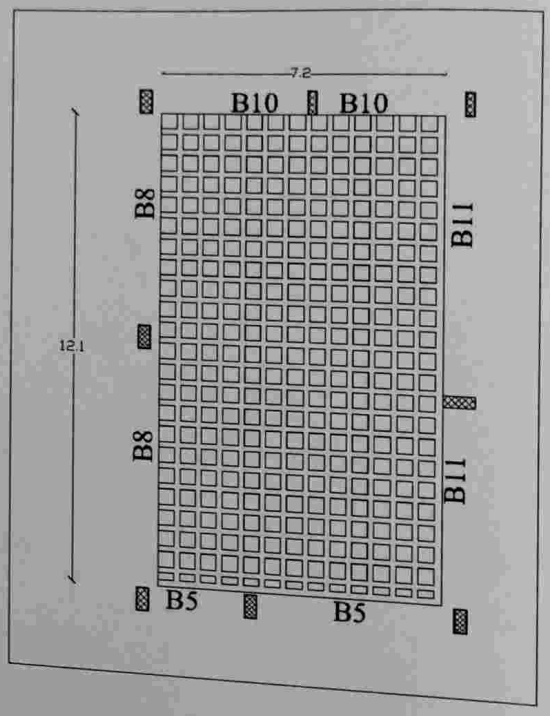


Figure (4-19) : Two way Ribbed slab .

4-8-2 Designs of moment:

Design of positive moment:

La/ Lb = 7.2/12.1 = 0.6

From table (12-4)

Assume Case (1)

$C_{a,dL}$=0.081

$C_{b,dL}$=0.01

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

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

From table (12-5)

$C_{a,LL}$=0.081

$C_{b,LL}$=0.01

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

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

$M_{a,pos}$= ($M_{a,dL}$ + $M_{a,LL}$) *0.52 =

{(0.081*12.25*$(7.2)^2$) +(0.081*4.8* $(7.2)^2$)} *0.52= 37.23KN.m / rib

$M_{b,pos}$= ($M_{b,dL}$ + $M_{b,LL}$) *0.52 =

{(0.01*12.25*$(12.1)^2$) +(0.01*4.8* $(12.1)^2$)} *0.52 = 12.98 KN.m / rib

$M_{a,pos}$= 37.23 KN .m

$Mn_f = 0.85 * fc * bf * tf * \left(d - \frac{tf}{2}\right)$ Where d= 350-20-10-7= 313mm

$Mn_f = 0.85 * 24 * 0.52 * 0.08 * \left(0.313 - \frac{0.08}{2}\right) * 10^3 = 231.679$KN .m

$\Phi Mn_f = 0.9 * 231.679 = 208.5$ KN .m >> $M_{a,pos}$

rectangular section

Design as a rectangular with $b_E = 52$ cm

$$Mn = \frac{M_{a,pos}}{\Phi} = \frac{37.23}{0.9} = 41.36 \text{ KN .m}$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(12)(31.3) \geq \frac{1.4}{420}(12)(31.3)$$

$As_{\min} = 1.1 < 1.26$ .....the larger is control

$As_{\min} = 1.26 cm^2$

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

$$\text{Kn} = \frac{41.36 * 10^{-3}}{0.52 * (0.313)^2} = 0.81 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(0.81)}{420}}\right) = 1.97 * 10^{-3}$$

A req = $\rho * b * d = 1.97 * 10^{-3} * 52 * 31.3 = 3.21$ cm²

$3.21\ cm^2 > As_{\min} = 1.26 cm^2$

Use Φ 16 >> # of bar = $\frac{3.21}{2.01} = 1.597$

* Note $A_{\Phi 16} = 2.01 cm^2$

Then we select (2) bars Φ 16 $A_s provided = 2 * 2.01 = 4.02 cm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

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

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

$a = 15.91 mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.2}{0.85} = 18.72 mm$

$\varepsilon_s = \frac{312 - 18.72}{18.72} X0.003$

$\varepsilon_s = 0.047 > 0.005$

⇒ Ok

Use 2 Φ 16 mm , $As = 402\ mm^2$ in short direction

Use 2 Φ 10 mm , $As = 157.1\ mm^2$ in long direction

⇒ **Design of negative moment:**

$As_{neg} \geq \frac{1}{3} As_{pos}$

Use 2 Φ 10 mm , $As = 157.1\ mm^2$ in short direction

Use 2 Φ 10 mm , $As = 157.1\ mm^2$ in long direction

4.8.3 Design of shear:

La/ Lb = 7.2/12.1= 0.6

From Table (12-6) :

Case (1)

$W_a = 0.89$

$W_b = 0.11$

qu=Total load on the panel= 7.2*12.1*17.05=1485.4kn

The load per rib at the face of the short beam

$V_{ua} = 1485.4 * 0.52 * 0.11 / (7.2*2) = 5.9KN$

$V_{ub} = 1485.4 * 0.52 * 0.89 / (12.1*2) = 28.41KN$ control

Vud= Vu b – Wu bf d

= 28.41- 17.05*0.52*0.315=25.6kN

$Vc = 1.1 \frac{\sqrt{fc'}}{6}$ bw * d

$= 1.1 \frac{\sqrt{24}}{6} * 120 * 0.315 = 33.95KN$

$\Phi Vc = 0.75 * 33.95 = 25.46$ KN

$\Phi Vc \leq Vud$

Item 1 &2 is not suitable .

- Item 3

$\Phi Vc \leq Vu \leq \Phi Vc + \Phi Vs_{min}$

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

$Vu = 25.6\text{kN} < \Phi Vc + \Phi Vs_{min} = 34.91\text{kN}$ control

Minimum shear reinforcement is required

$$\frac{Av}{S_{req}} \geq \frac{1}{3}\frac{bw}{fy}$$

$$\frac{Av}{S_{req}} \geq \frac{1}{16}\frac{\sqrt{fc'}}{fy} \times bw$$

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

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

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

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} \leq 600 \Rightarrow S_{max} = \frac{31.5}{2} = 15.75cm$$

Then Select $S = 12.5cm < \frac{d}{2} \ldots\ldots\ldots\ldots ok$

leg Φ 8 / 12.5 cm c/c Select 2

4.9 Design of Long Column (C18) :

4.9.1 Design of Longitudinal Reinforcement :

Select column (C18) for design

Pu = 2200KN

Pn = 2200/(0.65) = 3385 KN

$\rho g = 1.15\%$

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

$$3385 * 10^{-3} = 0.8 * Ag[0.85 * 24 + 0.0115 * (420 - 0.85 * 24)]$$

$$Ag = 0.17 m^2$$

Use 60*30cm with $Ag = 1800cm^2 > Ag_{req} = 1700cm^2$

4.9.2 Check Slenderness Effect :

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

Lu = 3.22m

M1&M2 =1

K=1 , According to ACI 318-2002 **(10.10.6.3)** The effective length factor, ***k***, shall be permitted to be taken as 1.0.

$$\left(\frac{Klu}{r}\right) \le (34-12\left(\frac{M1}{M2}\right) \le 40 \quad \text{..... ACI 10-12-2}$$

$$\frac{1*3.22}{0.3*0.3} = 35.8 > 22 \qquad \textbf{(for bending about y-axix)}$$

$\therefore$ *long Coloumn*

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\beta_d} \quad \text{.....[ACI318-2002 (Eq. 10-15)]}$$

$$E_c = 4700\sqrt{fc'} = 4750*\sqrt{24} = 23025.2Mpa$$

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1695}{2200} = 0.77$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.6*0.3^3}{12} = 1.35*10^{-3}m^4$$

$$EI = \frac{0.4*23025.2*1.35}{1+0.77} = 7024.6KN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KLu)^2} \quad \text{.....ACI318-2002(Eq. 10-13)}$$

$$P_c = \frac{3.14^2*7024.6}{(1.0*3.22)^2} = 6686.7KN.$$

$$Cm = 0.6+0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \quad \text{.....ACI318-2002(Eq.10-16)}$$

$$Cm = 1 \quad \text{.....According to ACI318-2002(10.10.6.4)}$$

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1-(Pu/0.75P_c)} \ge 1.0 \quad \text{.....ACI318-2002(Eq. 10-12)}$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1-(2200/0.75*6686.7)} = 1.78 > 1$$

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

$$e = e_{\min} \times \delta_{ns} = 0.024*1.78 = 0.04272\ m$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.04272}{0.3} = 0.14$$

From Interaction Diagram

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{2200*10\text{^}3}{600*300} * 0.145 = 1.77 \ Ksi$$

$$\rho_g = 0.0125$$

$A_s = \rho * Ag = 0.0115*60*30 = 20.7cm^2$

Use Φ 14 >> $\#\ of\ bar = \frac{20.7}{1.53} = 13.53$

Use 12 Φ 14 and 2 Φ 12 with As=18.47+2.262=20.732 >As $_{req}$ = 20.7cm²

- **Check for spacing between the bar**

$$S = \frac{300 - 2*40 - 2*10 - 1*12 - 2*14}{3}$$

$$S = 53.3\ mm \geq \frac{4}{3} \text{M.A.S}$$

$$\geq 40\,mm$$

$$\geq 1.5db = 21\,mm$$

4.9.3 Design of the Tie Reinforcement :

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

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

$S \leq$ Least dimension.

$Spacing \leq 16 \times d_b (Longitudinal.bar.diameter) = 16 \times 1.4 = 22.4cm.$

$Spacing \leq 48 \times d_t (tie.bar.diameter) = 48 \times 1.0 = 48cm.$

$Spacing \leq Least.\text{dim}ension = 30cm$

$\therefore$ *Use* $1\phi 10@20cm$

4.9.4 Detail of column 18:

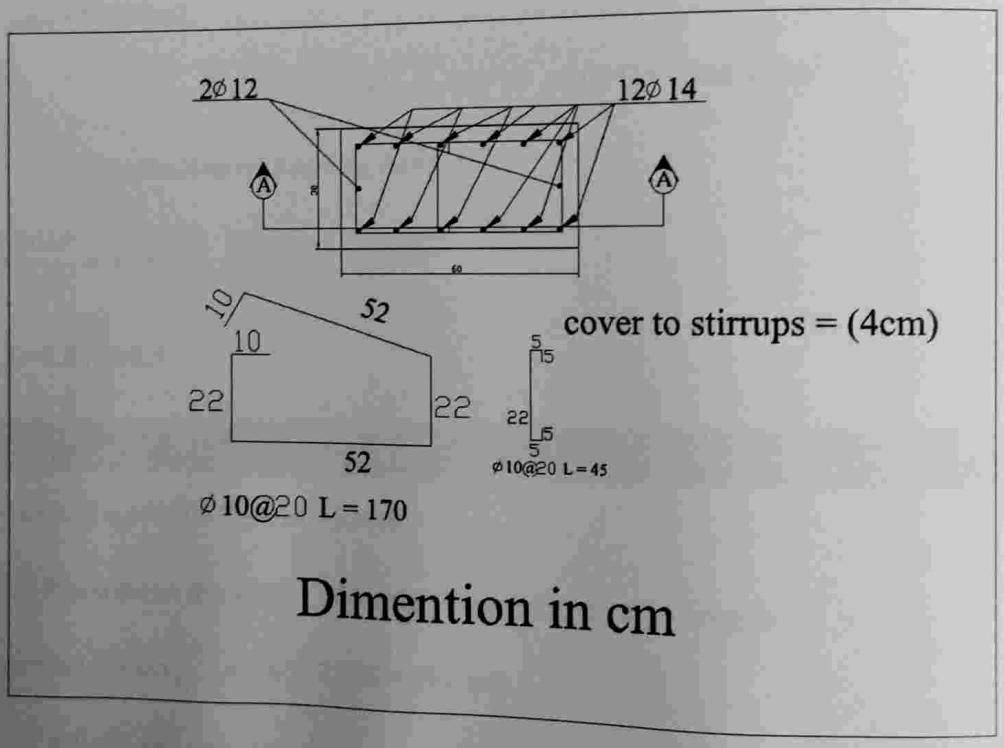


Figure (4-20) : Long Column Detail

4.10 Design of Isolated Footing (F18) :

4.10.1 Load Calculation :

Total factored load = 2200 KN.

Total services load = 1648 KN.

Column Dimensions = 60*30 cm.

Soil density = 18 Kg/cm3.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m2.

Assume footing to be about (65 cm) thick.

live load =5 KN/m2.

$$q_{allow,net}=400 - 5 - 0.6*18 - 0.65*25 = 368\ kN/m^2$$

4.10.2 Determination of Footing Area :

$$A = \frac{1648}{368} = 4.48\ m^2$$

➔ **L=2.8 , B=2.5**

Try 2.8 * 2.5 m with area = $7m^2 > A_{req} = 4.48m^2$

Determinate $q_u = 2200/7 = 314.3\ KN/m^2$

4.10.3 Determine the depth of footing based on shear strength:

Assume h = 65 cm ….. d = 650-75-20 = 555 mm

- **Check for one way shear strength**

Critical Section at $\frac{a}{2}+d$

$$\frac{a}{2}+d=\frac{0.3}{2}+0.555=0.705m$$

$$Vu=314.3*(\frac{2.8}{2}-0.705)*2.5=550KN$$

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

$$\phi.Vc=0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{24}*2500*0.555=849.7KN$$

$$\phi.Vc=849.7KN>Vu=550KN$$

$\therefore$ *Safe*

- **Check for two way shear action (punching)**

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

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

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

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

Where:

$$\beta_C=\frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)}=\frac{60}{30}=2.0$$

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

$$b_o=2(d+a)+2(d+b)=2(60+55.5)+2(30+55.5)=402cm$$

$\alpha_s = 40$ for interior column

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{2.0}\right)*\sqrt{24}*4020*0.555 = 2733KN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.555}{4.02}+2\right)*\sqrt{24}*4020*0.555 = 5139KN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*4020*0.555 = 2733KN$$

$\phi.V_C = 2733KN$ ..... *Control*

$Vu_C = Pu - FR_b$

$FR_b = \sigma_{bu} * area\ of\ critical$ section

$Vu_C = 2200 - [314.3*(0.6+0.555)*(0.3+0.555)] = 1889.6KN$

$\phi.Vc = 2733KN > Vu_C = 1889.6KN$..... *satisfied*

4.10.4 Design for Bending Moment:

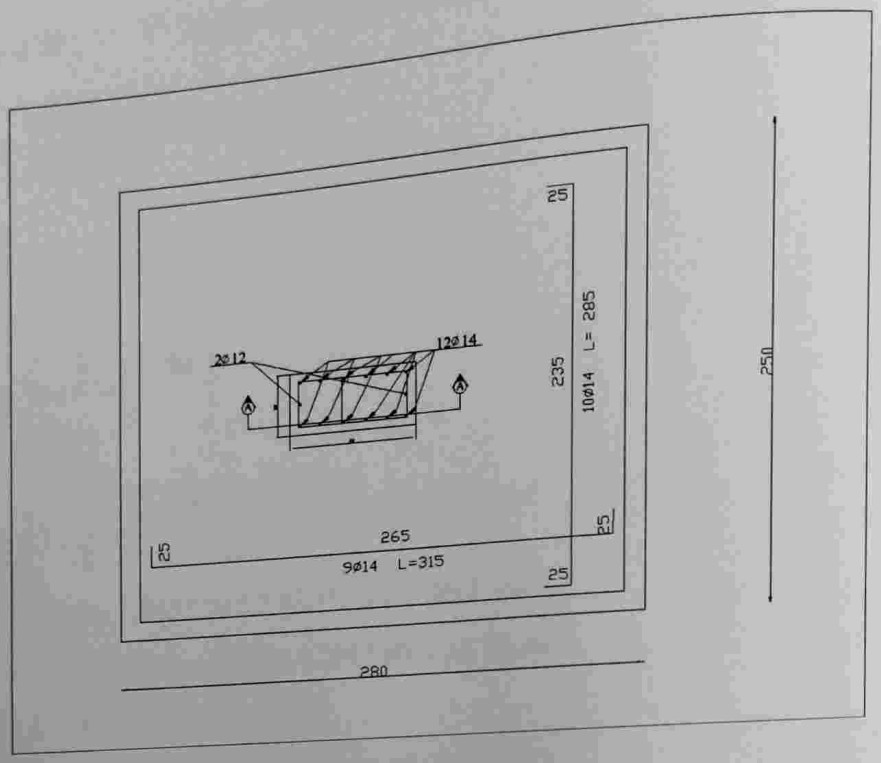


Figure (4-21): Isolated Footing

4.10.4.1 Design for flexure in long direction :

$$Mu = 314.3 * 2.8 * 1.1\frac{1.1}{2} = 532.4KN.m$$

Mu =532.4 KN.m (for long side)

Using Reinforced Concrete.

$$Mn = \frac{532.4}{0.9} = 591.6KN.m$$

Assume bar ø 14 , d= 650-75-(14/2)=568mm

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{591.6\times10^{-3}}{2.8\times0.568^2} = 0.655Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.588$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.588\times 0.655}{420}}\right) = 1.585*10^{-3}$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 1.585*10^{-3}*280*56.8 = 25.2\ cm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018*b*h = 0.0018*280*65 = 32.76cm^2$$

$$As_{Req.} = 25.2 < As_{Shrinkage} = 32.76cm^2$$

$$Select\ 14\phi18....As_{Provided} = 35.56cm^2 > 32.76cm^2 .....ok$$

$$Select\ 14\phi18....As_{Provided} = 35.56cm^2 > 35.28cm^2 .....oK$$

Check of spacing :

$$S=\frac{2800-2*75-14*18}{13}=184.5mm$$

Step(s) is the smallest of :

- 3h=3*650=1950mm
- 450mm - control

S=184.5mm< Smax=450mm - OK

4.10.4.2 Design for flexure in short direction :

$$Mu=314.3*2.5*1.1\frac{1.1}{2}=475.4KN.m$$

Mu =475.4 KN.m (for short side)

Using Reinforced Concrete.

$$Mn=\frac{475.4}{0.9}=528.2KN.m$$

Assume bar ø 18 , d= 650-75-(18)-18/2=548mm

$$Rn=\frac{Mn}{bd^2}=\frac{528.2\times10^{-3}}{2.5\times0.548^2}=0.704Mpa$$

$$m=\frac{fy}{0.85*fc'}=\frac{420}{0.85*24}=20.588$$

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

Check of strain:

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$3053 * 420 = 0.85 * 24 * 2500 * a$

$a = 25.15mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{25.15}{0.85} = 29.6mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{548 - 29.6}{29.6} X0.003$$

$\varepsilon_s = 0.053 > 0.005$

$\Rightarrow$ OK

Check of spacing :

$$S = \frac{2500 - 2*75 - 12*18}{11} = 194mm$$

S=194mm< Smax=450mm - OK

4.10.5 Development Length of main Reinforcement for Mu1 :

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

$Ktr = 0\ (No\ stripes)$

$cb = 75 + 18 = 93cm$

$$\frac{ktr + cb}{db} = \frac{0 + 93}{18} = 5.17 > 2.5$$

$$\frac{ktr + cb}{db} = 2.5$$

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 18 = 444.4\,mm$$

$Ld_{available}$ = 1075-75= 1000mm

$Ld_{available}$= 1000 mm > $ld_{req} = 444.4mm$

- not required hook

4.10.6 Design of dowels :

P_u= 2200 KN

$$\phi.Pn = \phi.(0.85\,fc'Ag)$$
$$\phi.Pn = 0.65*[0.85*24*(600*300)]/1000 = 2387KN$$
$$But\ \ Pu = 2200 < \phi.Pn = 2387KN$$

Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

$As_{min} = 0.005 * Ag = 0.005 * 60 * 30 = 9cm^2$

Use the column bars as a dowels

Select 14Φ14

$As_{Provided} = 21.55cm^2 > As_{Req.} = 9cm^2$

$Ld_{(1)req} = \frac{0.24fy}{\sqrt{fc}} db = \frac{0.24*420}{\sqrt{24}} 1.8 = 37cm$.

$Ld_{(2)req} = 0.043 \times fy \times db = 0.043 \times 420 \times 1.8 = 32.5cm$

$Ld_{(2)req} = 32.5cm < Ld_{(1)req} = 37cm$ ➔ control

$Ls = 0.071 \times fy \times db = 0.071 \times 420 \times 14 = 41.7\ cm > 37cm$

Ls = 41.7cm

Available Ld = 65 – 7.5 – 2*1.8 = 53.9 cm.

Available Ld = 53.9 cm > Ls = 41.7cm

Using hook $\geq 16^{*}\phi$

Required length of hook $\geq 16^{*}\phi \geq 16^{*}14 = 22.4$cm

Use Hooks= 25cm > 22.4cm

4.10.7 Isolated Footing Detail:

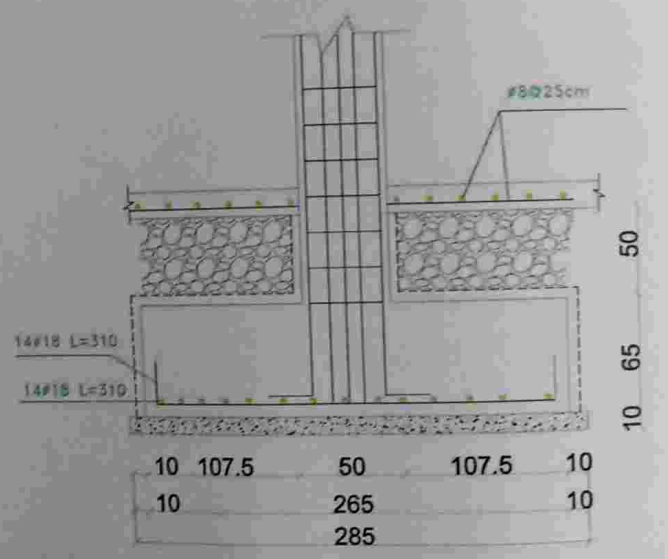


Figure (4-22): Isolated Footing Detail

4.11.Design of strip foundation:

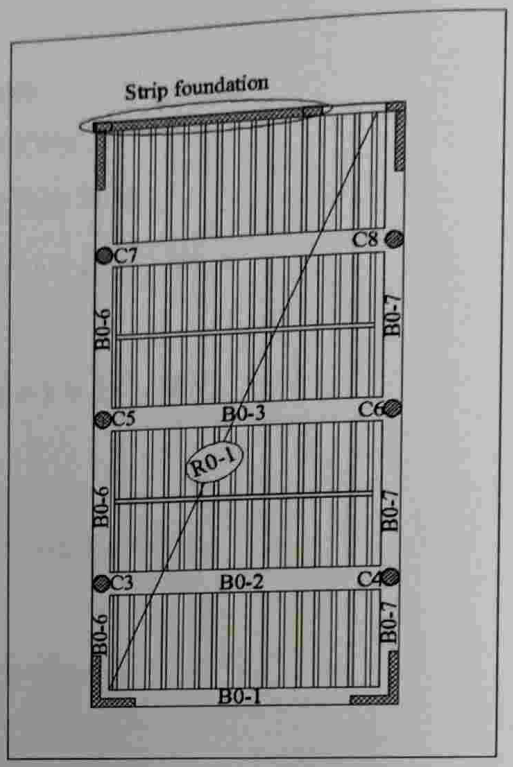


Figure (4-23): location of strip footing

4.11.1 Determination of load:

From slab and Wight wall

Total factored load = 150 KN/m.

Soil density = 18 Kg/cm3.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m2.

Assume footing to be about (30 cm) thick.

live load =5 kN/m^2

q_{allow} =400 - 5- 2.6*18 – 0.3*25 = 345.9 kN/m^2

⇒ For one meter strip

$$A = \frac{150}{345.9} = 0.44\ m^2$$

B = 0.8 m , h= 30 cm

d= 300 – 75 – 20 = 205 mm

q_{ult} = 150/ 0.8 *1 = 187.5 kN/m^2.

4.11.2 Check of One Way Shear:

Vu = 1*(0.275-0.205)*187.5 = 13.125 kN

$$\emptyset Vc = \frac{\emptyset}{6}\sqrt{fc} * d * b$$

$$\emptyset Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} * 0.205 * 1 = 125.5\ kN$$

$$\emptyset Vc > Vu$$

4.11.3 Design of Bending Moment:

In short direction

Mu = 187.5*0.275^2/2 = 7.1 kN.m

$$Mn = \frac{7.1}{0.9} = 7.88 KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{7.88*10^{-3}}{1*0.205^2} = 0.187 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.588$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 0.187}{420}}\right) = 3.567 * 10^{-3}$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.000144 * 205 * 1000 = 731.22\ mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 300 * 1000 = 540 mm^2$$

$$As_{Req.} = 731.22 > As_{Shrinkage} = 540 mm^2$$

Use ϕ 14

No. = 731.22/154 = 4.75 , Use 5 bars

ϕ 14 at 20 cm c/c

Check of strain:

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$770*420 = 0.85*24*1000*a$$

$$a = 15.85mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.85}{0.85} = 18.65mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{205-18.65}{18.65} X0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.03 > 0.005$$

$\Rightarrow$ OK

In transverse direction :

A_{smin} = 0.0018 * B * h

A_{smin} = 0.0018 * 800* 300 = 432 mm^2

Use ϕ 12

No. = 432/113 = 3.82 , Use 4 bars

Use 4ϕ 12

4.11.4 Development Length of main Reinforcement

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

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1*\sqrt{24}} * \frac{1*1*0.8}{2.5} * 14 = 346\ mm$$

$Ld_{available}$ = 400 - (250/2) - 75= 200mm

$Ld_{available}$= 200 mm < $ld_{req} = 346mm$

Use Using hook $\geq 16*\phi$

Required length of hook $\geq 16^{*}\phi \geq 16^{*}1.4 = 22.4$ cm

Use Hooksel. = 25 cm > Hookreq = 22.4cm

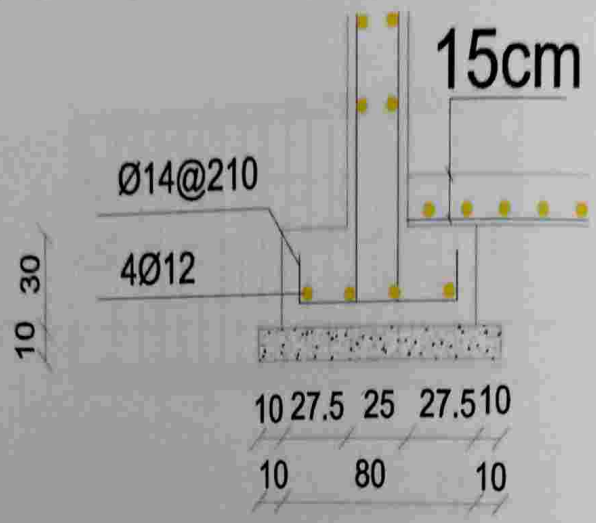


Figure (4-24) Strip Footing Detail

4.12 Design of Stairs :

4.12.1 Determination of Slab Thickness:

L = 0.7+3.5 +0.7 = 4.9 m.

h_{req} = L/ 20

h_{req} = 490 / 20 = 24.5 cm .....take h= 25 cm.

⇒ **Use h = 25cm.**

$\theta = \tan^{-1}(150 / 300) = 26.56^{o}$

Cos θ = 0.894

Figure (4-33) : Loads on stairs

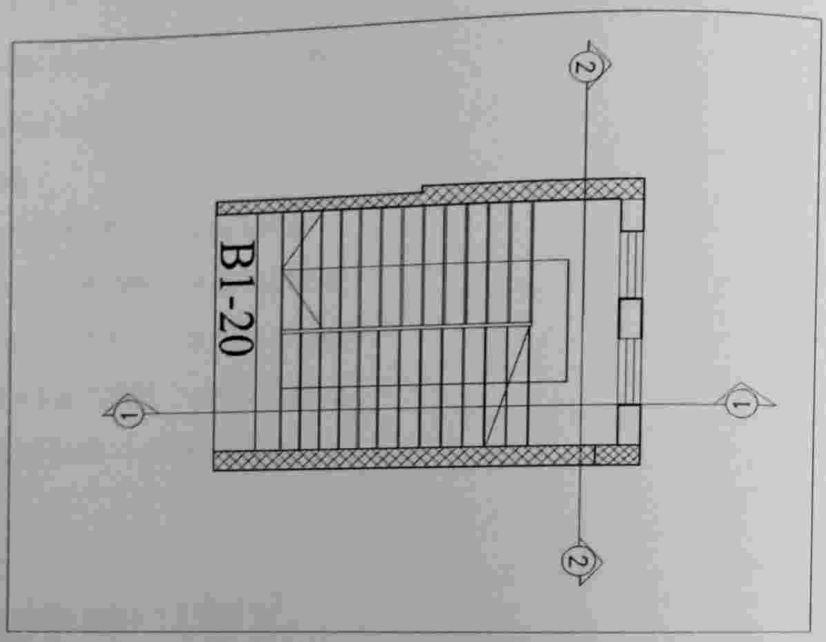


Figure (4-25) :stair plan

4.12.2 Load Calculations at section (1-1):

4.12.2.1 Load on Stringer:

Dead Load:

Tiles = 0.03*22*((0.35+0.15)/0.30) = **1.1 KN/m.**

mortar = 0.02*23 *((0.15+0.3)/0.3) = **0.69 KN/ m.**

Plaster = (0.02*23)/ (Cos 26.56) = **0.51 KN/ m.**

Steps = ((0.15*0.3)/2) * 25/0.3 = **1.875 KN / m.**

Slab = 0.25 *25/ Cos 26.56 = **6.99 KN/ m.**

Total dead load = **11KN/ m.**

Live load:

Live load for stairs =5 KN/ m^2.

Factored load

qu =1.2*11+ 1.6*5 = 21.2 KN/ m^2.

For one meter Strip, qu = 21.2 KN/ m.

4.12.2.2 Load on landing :

Dead Load:

Tiles = 0.03*22*1 = 0.66 kN/m

Mortar =0.02*23*1 = 0.46 kN/m

Slab = 0.25*25 *1 = 6.25 KN/m.

Plaster = 0.02*23*1 = 0.46 KN/m.

Total dead load = 7.83 KN/m.

Live load:

Live load for stairs = 3 KN/ m^2.

Factored load

qu =1.2*7.83+ 1.6 *3 = 14.2 KN/ m^2.

For one meter Strip, qu = 14.2 KN/ m.

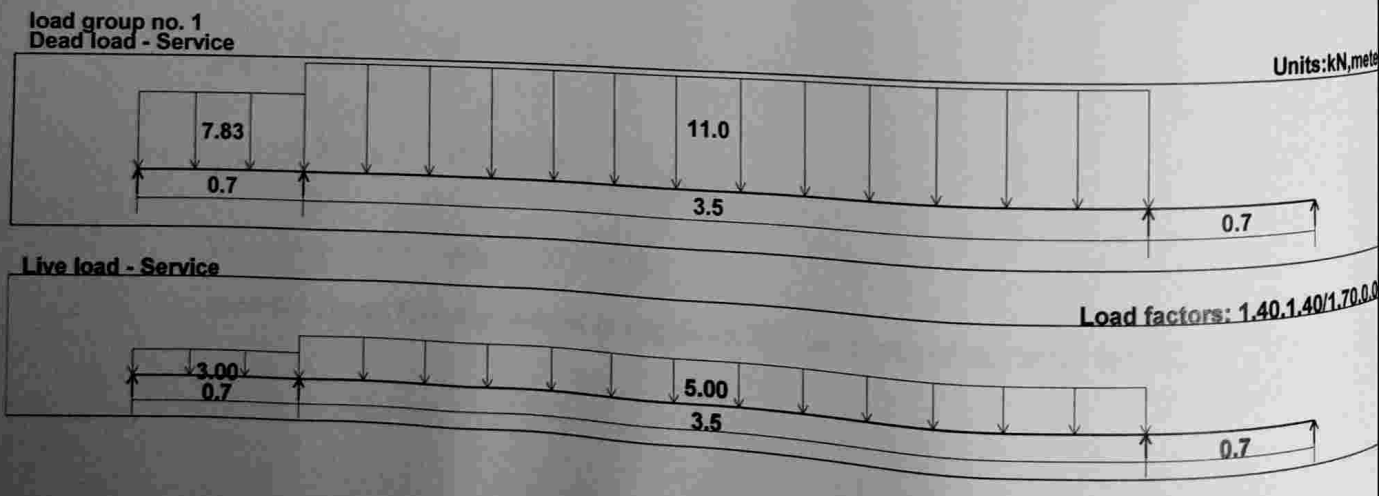


Figure (4-26) : Loads on stairs

4.12.3 Design of Shear :

- Assume Ø 12 for main reinforcement:-

So, d = 250-20 -12/2 = 224 = 22.4 cm

Figure (4-27) : Shear Envelope

Vu = 46.5 KN .

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

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

Vu = 46.5 KN < ϕVc = 137.2 KN .

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

4.12.4 Design of Bending Moment for stringer:

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair :

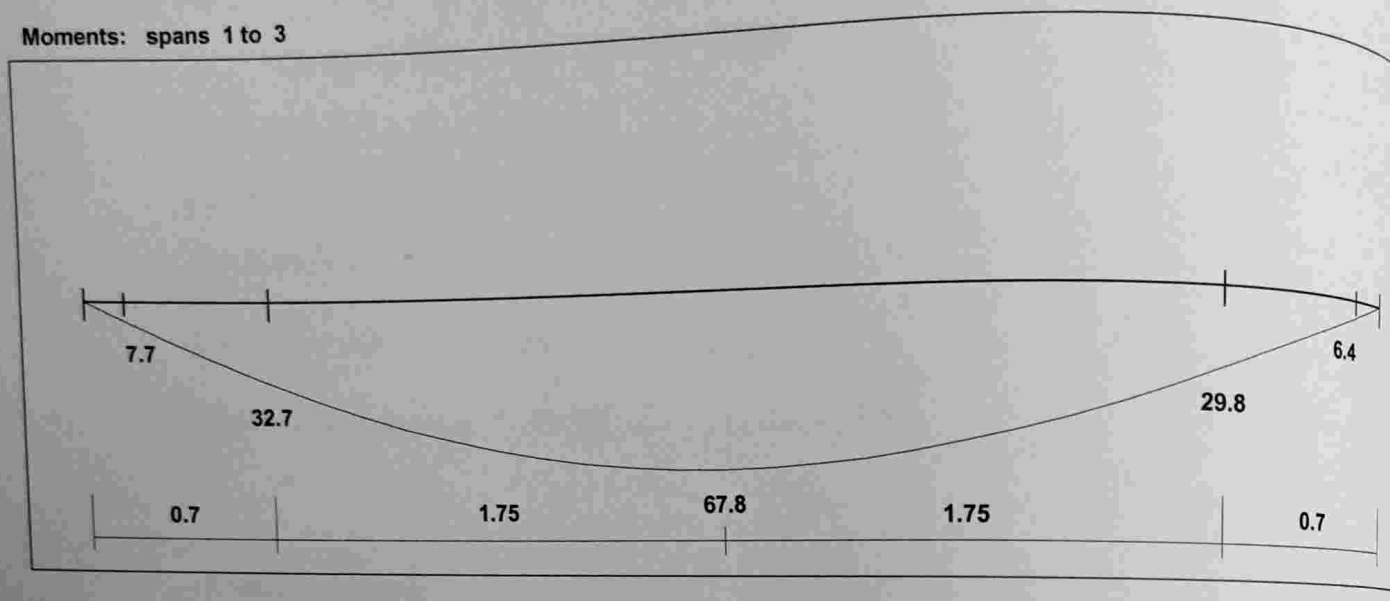


Figure (4-28) : Moment Envelope

Mu = 67.8 kN.m

Mn = Mu / 0.9 = 67.8/ 0.9 =75.3KN.m.

d =22.2cm. Assume ø 16

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

$$K_n = \frac{75.3*10^6}{1000*222^2} = 1.53MPa \ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.588*1.53}{420}}\right) = 3.791*10^{-3}$$

$As_{req} = 3.791*10^{-3}*100*22.2 = 8.42\ cm^2.$

$As_{min} = 0.0018*b*h = 0.0018*100*25 = 4.5cm^2$

$As_{min} = 4.5\ cm^2 \leq As_{req} = 8.42\ cm^2$

Use Φ 16 >>> 842/201 = 4.2

Use Φ 16 @ 20cm c/c

Use 5 Φ 16 with As = 10.1cm².

As provided = 10.1 cm² > As req.....**OK.**

Check for strain:

Tension = Compression

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

$1005*420 = 0.85*24*1000*a$

$a = 20.7mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{20.7}{0.85} = 24.3mm$

$\varepsilon_s = \frac{222-24.3}{24.3}*0.003$

$\varepsilon_s = 0.0244 > 0.005 \longrightarrow ok$

4.12.5 Secondary reinforcement:

$As_{Shrinkage} = 0.0018\times b\times h = 0.0018\times 100\times 25 = 4.5cm^2$

Use Φ10 @ 15 cm ..... With As = 4.71cm².

4.12.6: design of shear for landing:

Assume Ø 12 for main reinforcement:-

So, d = 250-20 -12/2 = 224 = 22.4 cm

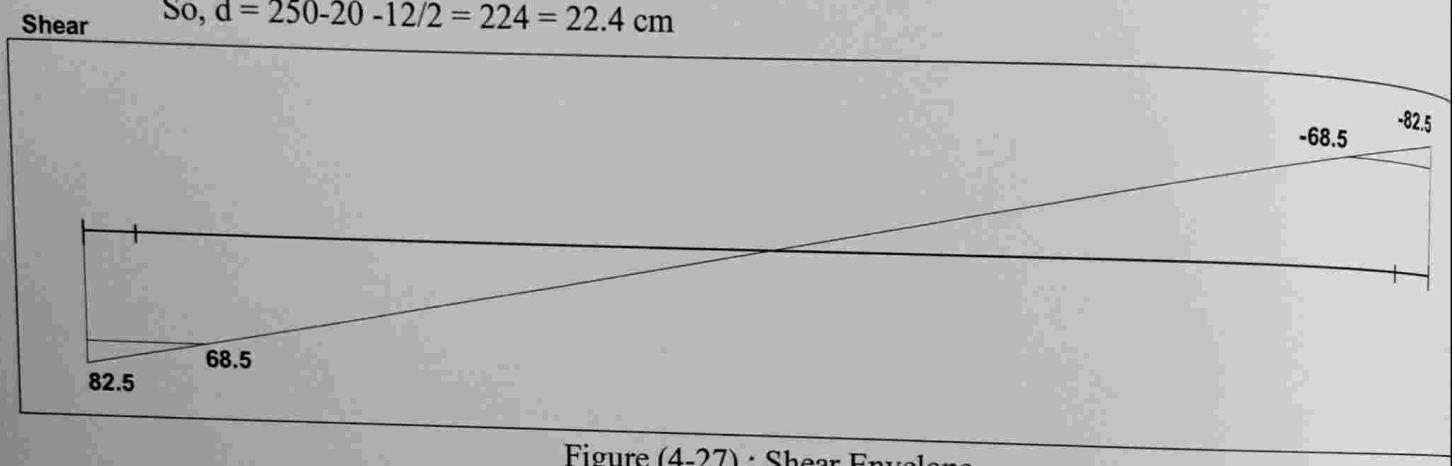


Figure (4-27) : Shear Envelope

Vu = 68.5KN .

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

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

Vu = 68.5 KN < ϕVc = 137.2 KN .

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

4.12.7Design of Bending Moment for landing:

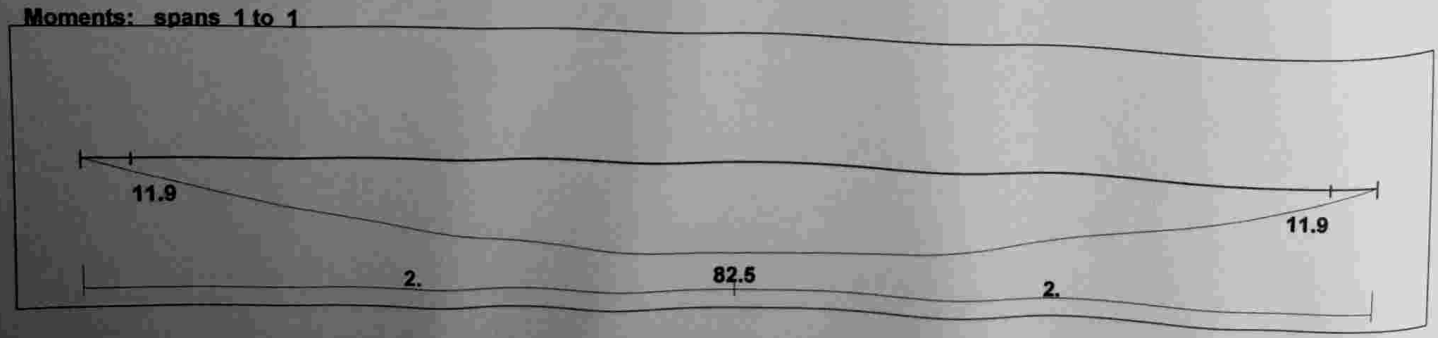


Figure (4-28) : Moment Envelope

Mu = 82.5 kN.m

Mn = Mu / 0.9 = 82.5/ 0.9 =91.7 KN.m.

d =22.2cm. Assume ø 16

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

$$K_n = \frac{91.7 * 10^6}{1000 * 222^2} = 1.86 MPa \ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 1.86}{420}}\right) = 4.65 * 10^{-3}$$

As_{req} = $4.65 * 10^{-3} * 100 * 22.2 = 10.33$ cm^2.

$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 25 = 4.5 cm^2$

$As_{min} = 4.5$ cm$^2 \leq As_{req} = 10.33$ cm^2

Use Φ 18 >>> 1033/254.5 = 4.1

Use Φ 18 @ 20cm c/c

Use 5 Φ 18 with As = 12.73 cm².

As provided = 12.73 cm² > As req.....**OK.**

Check for strain:

Tension = Compression

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

$$1272.5 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 26.2mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.2}{0.85} = 30.82mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{221 - 30.82}{30.82} * 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.09 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.12.8 Secondary reinforcement:

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 25 = 4.5cm^2$$

Use Φ10 @ 15 cm ..... With As = 4.71cm².

For Mu = 11.9 kN.m

Mn = Mu / 0.9 = 11.9/ 0.9 =13.22 KN.m.

d =22.4 cm. Assume ø 12

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

$$K_n = \frac{13.22 * 10^6}{1000 * 224^2} = 0.26MPa \ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 0.26}{420}}\right) = 6.3 * 10^{-4}$$

$As_{req} = 6.3*10^{-3}*100*22.4 = 1.4\ cm^{2.}$

$As_{min} = 0.0018*b*h = 0.0018*100*25 = 4.5cm^2$

$As_{min} = 4.5\ cm^2 > As_{req} = 1.4\ cm^2$

Use Φ 12 >>> 450/113.1 = 3.9

Use Φ 12 @ 25cm c/c

Use 4 Φ 12with As = 4.52 cm².

As provided = 4.52 cm² > As req.....**OK.**

Check for strain:

Tension = Compression

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

$4520 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

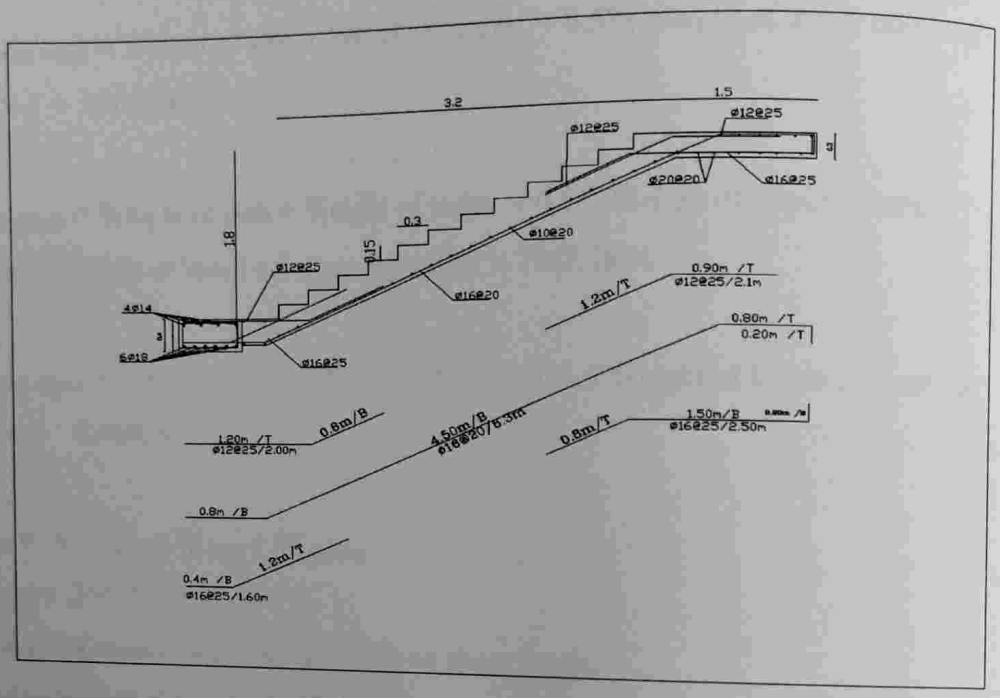
$a = 9.3mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{9.3}{0.85} = 10.96mm$

$\varepsilon_s = \frac{224 - 10.96}{10.96} * 0.003$

$\varepsilon_s = 0.06 > 0.005 \longrightarrow ok$

4.12.6 Stairs at section (1-1) Details:



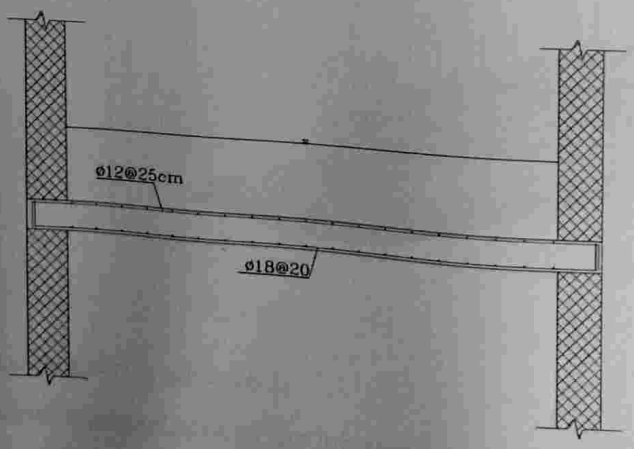


Figure (4-29) : Stair Section

4.13 Design of Shear wall:

4.13.1Calculation of loads:

$W_{Ground\ Floor}$ = Weight of slab + Weight of stairs + 0.5* (Weight of upper columns &walls) = 8306.7KN

$W_{First\ Floor}$ = Weight of slab + Weight of stairs + 0.5* (Weight of upper columns &walls + Weight of lower columns & walls) = 7762.7KN

$W_{Second\ Floor}$ = Weight of slab + Weight of stairs +(٠.٥ Weight of lower columns & walls) = 7389KN

$W_{Total} = W_{Ground} + W_{First} + W_{Second}$

W_{Total} = 23458KN

4.13.2Calculation of shear force on shear walls:

From Uniform Building Code 1997 (UBC):

Z=0.3 zone "3"

R= 5.5

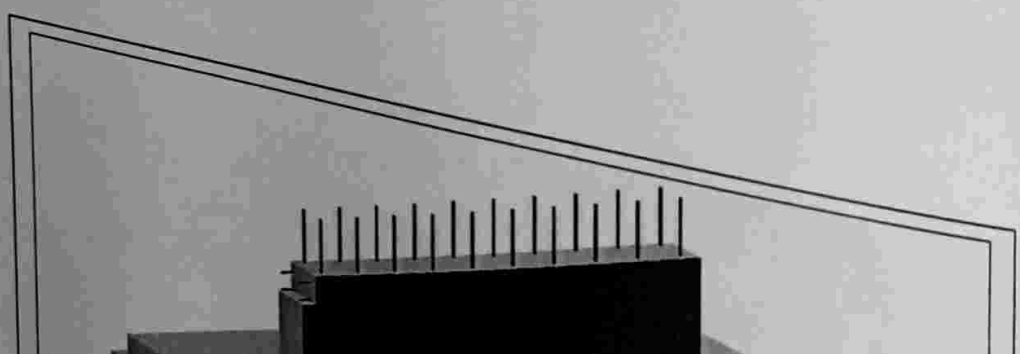
I=1

Ca = 0.24

Cv = 0.24

h_n =9m

Ct = 0.0488



Ct = numerical coefficient given in section 1630.2.2.

Cv = seismic coefficient, as set forth in Table 16-R.

hi, hn, hx = height in feet (m) above the base to level *i* , *n or x*, respectively.

Eq…. 30-8 (UBC)

$$T = Ct(h_n)^{\frac{3}{4}}$$

$$T = 0.0488(9)^{3/4} = 0.25$$

$$V_1 = \frac{Cv.I}{R.T}W = \frac{0.24*1}{5.5*0.25}*w = 0.175w$$

$$V \le 0.11*WKN....control$$

$$V \ge 0.03*WKN$$

$$V = 0.11W = 0.11*23458 = 2580.4KN$$

$$F_t = 0.07*T*V = 0.07*0.25*2580.4 = 45.2KN$$

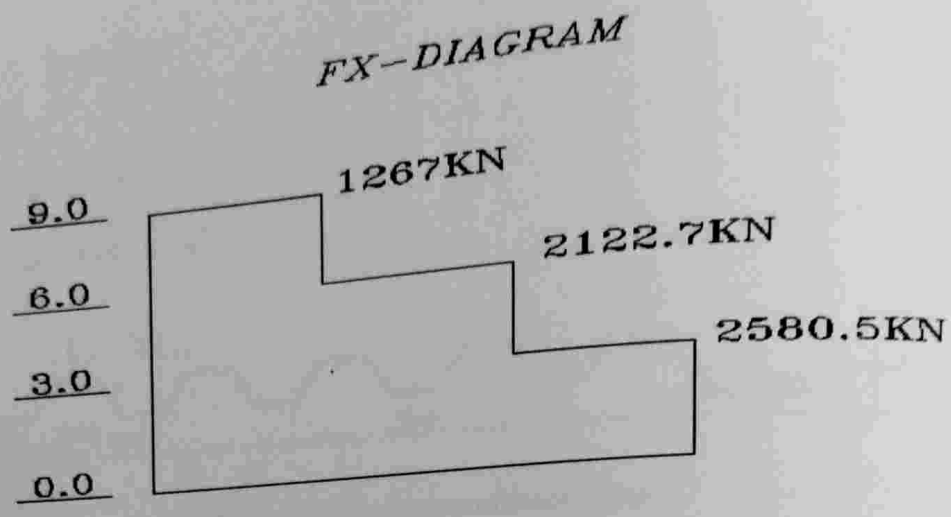


Figure (4-30) : FX- Diagram

Results of the E-tabs program is match with text.

Use Φ 10 @ 25cm c/c in two layer (for vertical reinforcement)

Use Φ 10 @ 25cm c/c in two layer (for horizontal reinforcement)

4.14: Truss design

4.14.1:- Load calculation

1. Dead Load:-

Surface layer of steel sheet with thickness of 0.6mm=0.05KN/m2

Heat insulation layer of rock wool with thickness of 100mm=0.1 KN/m2

Sheet metal with thickness of 0.75mm =0.078 KN/m2

D.L=0.05+0.1+0.078=0.228KN/m^2

2. Snow load

S=h-400/400

=997-400/400=1.5KN/m^2

Qt=1.5+0.228=1.728 KN/m^2

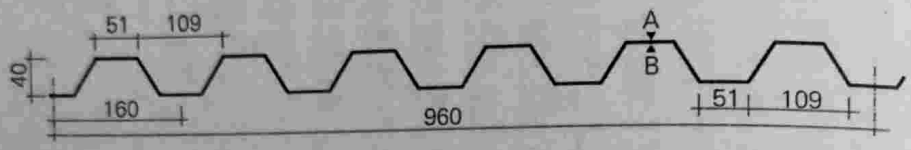
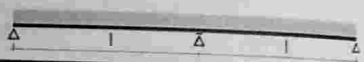


Fig.(4-31) Cross section of sheet metal

Zwischenauflagerbreite ≥ 60 mm



Dicke mm	Gewicht kN/m²	I_{ef} cm⁴/m		Zulässige, gleichmäßig verteilte Belastung in kN/m² bei einer Stützweite l in m (inkl. Eigengewicht)															
				1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75
0,63	0,066	16,5	1	7,98	5,64	3,98	2,92	2,24	1,77	1,43	1,18	0,99	0,85	0,73	0,64	0,56	0,50	0,44	0,40
			2	7,98	5,64	3,98	2,92	2,24	1,77	1,43	1,18	0,99	0,85	0,73	0,61	0,50	0,42	0,35	0,30
			3	7,98	5,64	3,98	2,92	2,24	1,77	1,37	1,03	0,79	0,62	0,50	0,41	0,33	0,28	0,23	0,20
0,75	0,078	20,8	1	10,70	7,44	5,16	3,79	2,90	2,30	1,86	1,54	1,29	1,10	0,95	0,83	0,73	0,64	0,57	0,51
			2	10,70	7,44	5,16	3,79	2,90	2,30	1,86	1,54	1,29	1,10	0,94	0,77	0,63	0,53	0,44	0,38
			3	10,70	7,44	5,16	3,79	2,90	2,30	1,73	1,30	1,00	0,79	0,63	0,51	0,42	0,35	0,30	0,25
0,88	0,092	25,8	1	13,94	9,44	6,56	4,82	3,69	2,91	2,36	1,95	1,64	1,40	1,20	1,05	0,92	0,82	0,73	0,65
			2	13,94	9,44	6,56	4,82	3,69	2,91	2,36	1,95	1,64	1,40	1,17	0,95	0,78	0,65	0,55	0,47
			3	13,94	9,44	6,56	4,82	3,69	2,91	2,13	1,60	1,23	0,97	0,78	0,63	0,52	0,43	0,37	0,31
1,00	0,104	30,4	1	17,17	11,41	7,92	5,82	4,46	3,52	2,85	2,36	1,98	1,69	1,46	1,27	1,11	0,99	0,88	0,79
			2	17,17	11,41	7,92	5,82	4,46	3,52	2,85	2,36	1,98	1,69	1,38	1,12	0,92	0,77	0,65	0,55
			3	17,17	11,41	7,92	5,82	4,46	3,46	2,52	1,89	1,46	1,15	0,92	0,75	0,62	0,51	0,43	0,37
1,25	0,130	39,4	1	24,56	15,78	10,96	8,05	6,16	4,87	3,94	3,26	2,74	2,33	2,01	1,75	1,54	1,36	1,22	1,09
			2	24,56	15,78	10,96	8,05	6,16	4,87	3,94	3,26	2,74	2,23	1,78	1,45	1,19	1,00	0,84	0,71
			3	24,56	15,78	10,96	8,05	6,16	4,48	3,26	2,45	1,89	1,48	1,19	0,97	0,80	0,66	0,56	0,48
1,50	0,156	47,5	1	31,80	20,35	14,13	10,38	7,95	6,28	5,09	4,20	3,53	3,01	2,60	2,26	1,99	1,76	1,57	1,41
			2	31,80	20,35	14,13	10,38	7,95	6,28	5,09	4,20	3,42	2,69	2,15	1,75	1,44	1,20	1,01	0,86
			3	31,80	20,35	14,13	10,38	7,69	5,40	3,94	2,96	2,28	1,79	1,43	1,17	0,96	0,80	0,67	0,57

Zwischenauflagerbreite ≥ 60 mm

Dicke mm	Gewicht kN/m²	I_{ef} cm⁴/m	Zulässige, gleichmäßig verteilte Belastung in kN/m² bei einer Stützweite l in m (inkl. Eigengewicht)																
				1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75
0,63	0,066	16,5	1	8,95	5,73	3,98	2,99	2,38	1,93	1,60	1,35	1,15	0,99	0,86	0,75	0,67	0,59	0,53	0,48
			2	8,95	5,73	3,98	2,99	2,38	1,93	1,60	1,21	0,93	0,73	0,59	0,48	0,39	0,33	0,28	0,23
			3	8,95	5,73	3,98	2,99	2,09	1,47	1,07	0,81	0,62	0,49	0,39	0,32	0,26	0,22	0,18	0,16
0,75	0,078	20,8	1	11,62	7,44	5,16	3,96	3,14	2,55	2,10	1,77	1,50	1,29	1,12	0,98	0,87	0,77	0,69	0,62
			2	11,62	7,44	5,16	3,96	3,14	2,55	2,03	1,53	1,18	0,92	0,74	0,60	0,50	0,41	0,35	0,30
			3	11,62	7,44	5,16	3,95	2,64	1,86	1,35	1,02	0,78	0,62	0,49	0,40	0,33	0,28	0,23	0,20
0,88	0,092	25,8	1	14,75	9,44	6,65	5,11	4,04	3,27	2,70	2,26	1,92	1,65	1,43	1,26	1,11	0,99	0,88	0,80
			2	14,75	9,44	6,65	5,11	4,04	3,27	2,51	1,88	1,45	1,14	0,91	0,74	0,61	0,51	0,43	0,37
			3	14,75	9,44	6,65	4,88	3,27	2,29	1,67	1,26	0,97	0,78	0,61	0,50	0,41	0,34	0,29	0,24
1,00	0,104	30,4	1	17,62	11,41	8,15	6,25	4,93	3,98	3,28	2,75	2,33	2,00	1,74	1,52	1,34	1,20	1,07	0,96
			2	17,62	11,41	8,15	6,25	4,93	3,98	2,96	2,23	1,72	1,35	1,08	0,88	0,72	0,60	0,51	0,43
			3	17,62	11,41	8,15	5,78	3,86	2,71	1,98	1,48	1,14	0,90	0,72	0,59	0,49	0,40	0,34	0,29
1,25	0,130	39,4	1	24,65	15,78	11,55	8,81	6,93	5,58	4,59	3,84	3,25	2,79	2,42	2,12	1,87	1,66	1,49	1,34
			2	24,65	15,78	11,55	8,81	6,93	5,26	3,84	2,88	2,22	1,75	1,40	1,14	0,94	0,78	0,66	0,56
			3	24,65	15,78	11,55	7,45	4,99	3,51	2,56	1,92	1,48	1,16	0,93	0,76	0,62	0,52	0,44	0,37
1,50	0,156	47,5	1	31,80	20,80	15,19	11,55	9,06	7,28	5,98	4,99	4,23	3,62	3,14	2,75	2,42	2,15	1,92	1,73
			2	31,80	20,80	15,19	11,55	9,04	6,35	4,63	3,48	2,68	2,11	1,69	1,37	1,13	0,94	0,79	0,67
			3	31,80	20,80	14,28	9,00	6,03	4,23	3,09	2,32	1,79	1,40	1,12	0,91	0,75	0,63	0,53	0,45

Table(4-2) sheet metal for 2&3spanes

From the table above the bearing load of sheet metal is 5.16 KN/m^2

Qu=5.16KN/m2>Qt=1.728KN/m2.....Ok

Note:- the members are A36 (Fy=36ksi and Fu=58ksi)

4.14.2:- Purlins design

Qu=1.5(1.4*0.228)=0.48

Qu=1.5(1.2*0.228+1.6*1.5)=4.01KN/m2.....control .

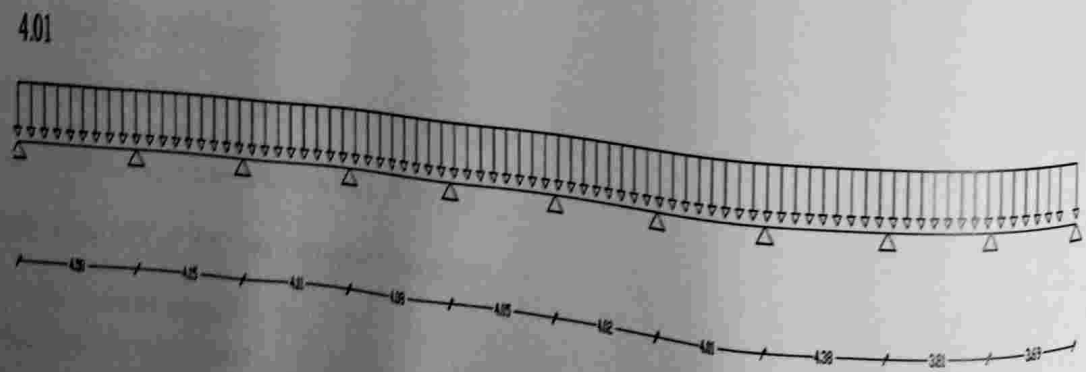


Fig.(4-32) static system for purlins

1-Moment

Max moment=-8.53 KN.m

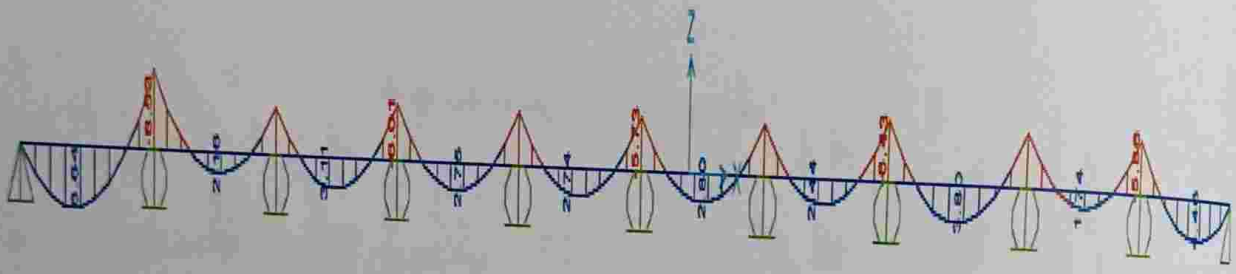


Fig.(4-33) Moment envelope for purlins

⇨Design of moment :-

Mu (max) = 8.53 KN.m = 8.53/4.448×1000×1/25.4 = 75.5 kip.in

Mp≥ Mu

0.9*36*Zx=75.5 → Zx=2.33

Select HSS 4*2*1/4 → Zx= 2.94

b/t=5.58 , h/t=14.2

⇨Check Compact :

$\lambda p=1.12\sqrt{(E/Fy)} =1.12\sqrt{(28000/36)} = 31.8$

$\lambda r=1.4\sqrt{(E/Fy)} =1.4\sqrt{(28000/36)} = 39.73$

b/t and b/t < λp so Compact section

1- shear stress

Max shear =11.28KN

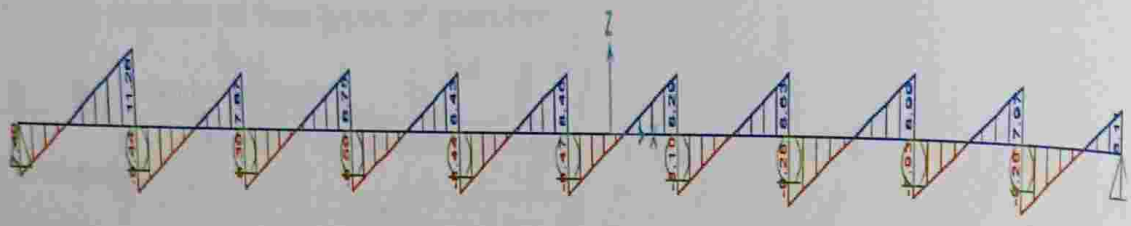


Fig.(4-34)Shear envelop for purlins

⇨Design of Shear :-

Vu (max)= 11.28 kn.m = $\frac{11.28}{4.448}$ = 2.54 kip

Vp≥ Vu

0.9*0.6*Fy*d*tw ≥ 2.54

0.9*0.6*36*4*$\frac{1}{4}$ = 19.44 kip > 2.54 .....ok

4.14.3: Truss design

4-14.3.1: internal forces calculation

Max support from purlins =20.72KN

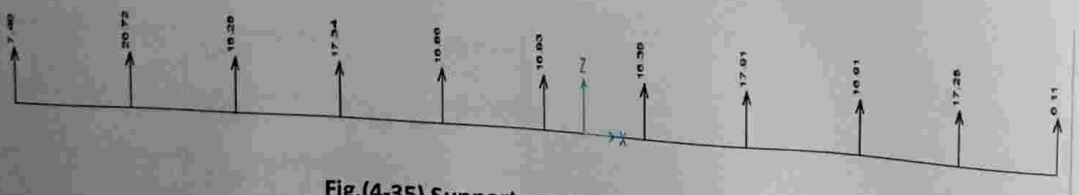


Fig.(4-35) Support reaction for purlins

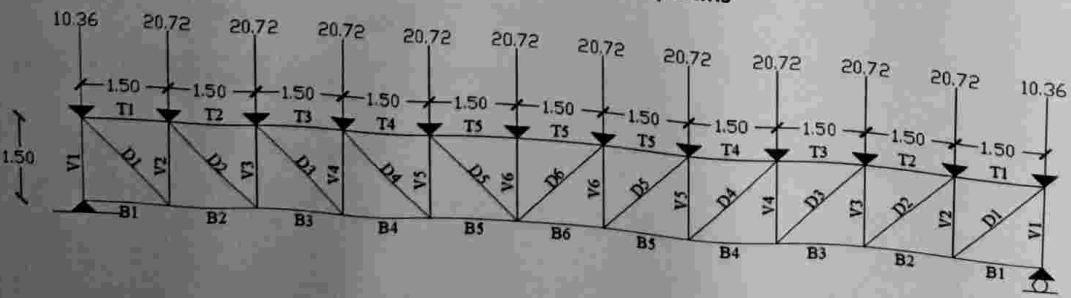


Fig.(4-36) Truss system

⇨The truss consists of four types of member

1- The vertical member(V)

NO. of member	Value of compression force	
	KN	Kip
V1	114	25.63
V2	104	23.38
V3	82.9	18.64
V4	62.2	13.98
V5	41.4	9.31
V6	20.7	4.65

Table (4-3) vertical member forces

2- The top member (T)

NO. of member	Value of compression force	
	KN	Kip
T1	104	23.38
T2	186	41.82
T3	249	55.98
T4	290	65.19
T5	311	69.92

Table (4-4) Top member forces

3- The diagonal member(D)

NO. of member	Value of tension force	
	KN	Kip
D1	147	33.05
D2	117	26.3
D3	87.9	19.76
D4	58.6	13.17
D5	29.3	6.59
D6	0.0	0.0

Table (4-5) diagonal member forces

4- The bottom member(B)

NO. of member	Value of tension force	
	KN	Kip
B1	0.0	0.0
B2	104	23.38
B3	186	41.82
B4	249	55.98
B5	290	65.2
B6	311	69.92

Table (4-6) bottom member forces

4-14.3.2:-Design of tension member

⇨ bottom member

Max.valu of tension =311KN=69.92Kip

Tensile yielding

Pu=Φ*Fy*Ag

Ag=69.92/0.9*36=2.16in2

Try W8*10 .....A=2.96in2

Tensile rupture

ΦPn=Φ*Fu*(U*Ag)=0.75*58*(1*2.96)=128.76Kip>69.92Kip.....ok

4-16.3.3:- Diagonal member

Max. Value of tension =147KN=33.05Kip

Tensile yielding

Pu=Φ*Fy*Ag

Ag=33.05/0.9*36=1.02in2

Try L3*3*5/16 .....A=1.78in2

Tensile rupture

ΦPn=Φ*Fu*(U*Ag)=0.75*58*0.85*1.78=65.81Kip>33.05Kip.....ok

4-14.3.3:- Design of compression member

⇨Vertical member

Max value of compression =114KN=25.63Kip

Take section member L3*3*5/16

Section property .....A=1.78in^2 rx=0.91in ry=0.91in

L=1.5m=4.92ft

Determine of the reduction factor for slender:-

Unstiffened element

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{3}{5/16} = 9.6$$

$$0.45\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0.45\sqrt{\frac{29000}{36}} = 12.77 > \frac{b}{t} \Rightarrow Q = Qs = 1$$

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

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

$$\Rightarrow \frac{KL}{r} = 72 + 0.75\frac{L}{rx} = 72 + 0.75 * \frac{4.92 * 12}{0.91} = 120.66$$

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

$$Fe = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 29000}{(120.66)^2} = 19.66$$

$$\Rightarrow Fcr = \left[0.658^{Qs*Fy/Fe}\right] * Fy = \left[0.658^{1*36/19.66}\right] * 36 = 16.73$$

ΦPn=Φ*Fcr*Ag=0.9*16.73*1.78=26.8 Kip>Pu=25.63Kip.....OK

⇨top member

Max value of compression =311KN=69.92Kip

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

$4.71\sqrt{\frac{29*10^3}{36}} = 133.68$

$$Fe = \frac{\pi^2 * E}{\left(K * l/r\right)^2} = \frac{\pi^2 * 29 * 10^3}{(75)^2} = 50.88$$

$$Fcr = \left[0.658^{Fy/Fe}\right] * Fy = \left[0.658^{36/50.88}\right] * 36 = 26.77Kip$$

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

$$Ag = \frac{Pu}{\emptyset Fcr} = \frac{69.92}{0.9 * 26.77} = 2.89in^2$$

∴ Use W8*10 .....Ag=2.96in^2

4-14.4:- Design of weld:-

The calculations of weld based on the following:

1). Fillet Weld is used.

2). The plates are A36 (Fy = 36 ksi, Fu = 58 ksi).

3). The plate thickness is (t = 5/16 in).

4). The electrodes having FExx = 70 ksi.

5). The shielded metal arc welding (SMAW) is used.

A. (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 angel ($L3 * 3 * 5/16$)

Member property..... Ag = 1.78 in2, y = 0.860

The value of Max. compression in the vertical member is Vu= 25.63 kips.

Fig.(4-37) weld forces vertical member

Max. weld size (amax) = $t - \frac{1}{16} = \frac{5}{16} - \frac{1}{16} = \frac{4}{16}\ in.$

Min. weld size (amin) = $\frac{3}{16}\ in.$

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

⇨Design strength of weld:-

$\emptyset Rnw = \emptyset \times te \times 0.6 \times FExx$

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

⇨Design strength of base material:-

$\emptyset Rn = \emptyset \times (0.6 \times Fy) \times t = 1.0 \times 0.6 \times 36 \times 5/16$

$= 6.75\ kip > 5.57 kip \quad \therefore ok$

Or

$\emptyset Rn = \emptyset \times (0.6 \times Fu) \times t = 0.75 \times 0.6 \times 58 \times 5/16$

$= 8.15\ kip > 5.57 kip \quad \therefore ok$

$F_1 = 5.57 * 3 = 16.71 Kip$

$F_2 = 25.63 - 16.71 = 8.92 Kip$

$$Lw_{2=}\frac{8.92}{5.57} = 1.6in \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots take\ 2in$$

B. Design of weld between the diagonal member and the gusset plate:-

The section of the diagonal member is angel $(L3 * 3 * 5/16)$.

The value if Max. Tension in the diagonal member is Tu = 33.05 kips.

**For the vertical member use the same size and dimension of weld for the previous vertical member.

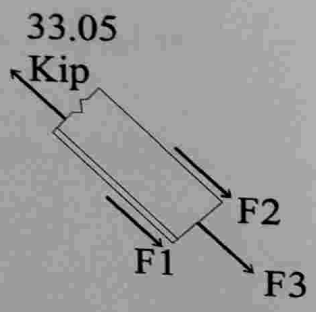


Fig.(4-38) weld force on diagonal member

Max. weld size (a_{max}) = $t - \frac{1}{16} = \frac{5}{16} - \frac{1}{16} = \frac{4}{16}\ in.$

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

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

⇨Design strength of weld:-

$$\emptyset Rnw = 0.75 * t_e * 0.6 * F_{EXX} = 0.75 \times (0.707 \times {}^{1}/_{4}) \times 0.6 \times 70 = 5.57 \text{ kips.}$$

⇨Design strength of base material:-

$$\emptyset Rn = \emptyset \times (0.6 \times Fy) \times t = 1.0 \times 0.6 \times 36 \times 5/16$$

$$= 6.75\ kip > 5.57 kip \quad \therefore ok$$

Or

$$\emptyset Rn = \emptyset \times (0.6 \times Fu) \times t = 0.75 \times 0.6 \times 58 \times 5/16$$

$$= 8.15\ kip > 5.57 kip \quad \therefore ok$$

$F_3 = 3 * 5.57 = 16.71Kip$

$\Sigma M \; at \; F_1 = 0$

$$= F_3 * 1 + F_2 * 2 - 3.05(2 - y) = 16.71 * 1.5 + F_2 * 3 - 33.05(3 - 0.86)$$
$$= 0$$

$\Rightarrow F_2 = 15.22kip$

$F_1 = 33.05 - 16.71 - 15.22 = 1.12kip$

$$Lw1 = \frac{F1}{\emptyset Rnw} = \frac{1.12}{5.57} = 0.2 \; in \quad \therefore use \; 1 \; in.$$

$$Lw2 = \frac{F2}{\emptyset Rnw} = \frac{15.22}{5.57} = 2.73 \; in \quad \therefore use \; 3 \; in.$$

Check for rupture

$$L = \frac{(3+1)}{2} = 2.0 \; in$$

$$U = 1 - \frac{x}{L} = 1 - \frac{0.86}{2.0} = 0.57$$

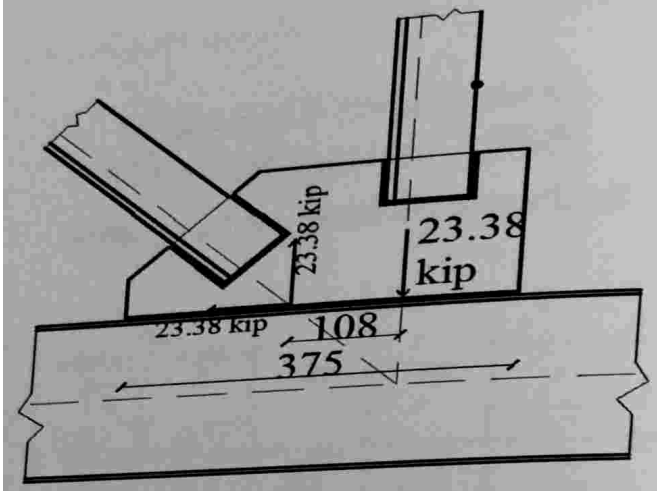
$$\emptyset t \; Pn = 0.75 \times Fu \times Ae$$

$$\emptyset t \; Pn = 0.75 \times 58 \times (0.57 \times 1.78) = 44.13 \; kip > 33.05 \; kip \quad \therefore ok$$

C. Design of weld between the bottom member and the gusset plate:-

The section of the bootom member is angel $(w8 * 10)$.

.



(4-39) weld between gust plate and bottom member

$$\overline{[Rh + Rx]^2}$$

$92\ kip/in$

$3\ in^3$

$$\frac{25) * (\frac{4.25}{2})}{5.93} = 0.394$$

$$\overline{[0.792 + 0]^2} = 0.885 kip/in$$

$0.885 \Rightarrow \ a = 0.04\ in$

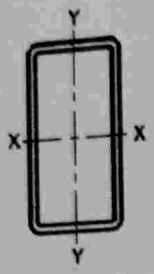


Table 1–11 (continued)
Rectangular HSS
Dimensions and Properties

Shape	Design Wall Thickness, t	Nominal Wt.	Area, A	b/t	h/t	Axis X-X			
						I	S	r	Z
	in.	lb/ft	in.^{2}			in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{3}
HSS5×2½×¼	0.233	11.33	3.14	7.73	18.5	9.40	3.76	1.73	4.83
×3/16	0.174	8.79	2.41	11.4	25.7	7.51	3.01	1.77	3.79
×⅛	0.116	6.02	1.65	18.6	40.1	5.34	2.14	1.80	2.65
HSS5×2×3/8	0.349	14.65	4.09	2.73	11.3	10.4	4.14	1.59	5.71
×5/16	0.291	12.67	3.52	3.87	14.2	9.35	3.74	1.63	5.05
×¼	0.233	10.48	2.91	5.58	18.5	8.08	3.23	1.67	4.27
×3/16	0.174	8.15	2.24	8.49	25.7	6.50	2.60	1.70	3.37
×⅛	0.116	5.60	1.54	14.2	40.1	4.65	1.86	1.74	2.37
HSS4×3×3/8	0.349	14.65	4.09	5.60	8.46	7.93	3.97	1.39	5.12
×5/16	0.291	12.67	3.52	7.31	10.7	7.14	3.57	1.42	4.51
×¼	0.233	10.48	2.91	9.88	14.2	6.15	3.07	1.45	3.81
×3/16	0.174	8.15	2.24	14.2	20.0	4.93	2.47	1.49	3.00
×⅛	0.116	5.60	1.54	22.9	31.5	3.52	1.76	1.52	2.11
HSS4×2½×3/8	0.349	13.37	3.74	4.16	8.46	6.77	3.38	1.35	4.48
×5/16	0.291	11.60	3.23	5.59	10.7	6.13	3.07	1.38	3.97
×¼	0.233	9.63	2.67	7.73	14.2	5.32	2.66	1.41	3.38
×3/16	0.174	7.51	2.06	11.4	20.0	4.30	2.15	1.44	2.67
×⅛	0.116	5.17	1.42	18.6	31.5	3.09	1.54	1.47	1.88
HSS4×2×3/8	0.349	12.09	3.39	2.73	8.46	5.60	2.80	1.29	3.84
×5/16	0.291	10.54	2.94	3.87	10.7	5.13	2.56	1.32	3.43
×¼	0.233	8.78	2.44	5.58	14.2	4.49	2.25	1.36	2.94
×3/16	0.174	6.87	1.89	8.49	20.0	3.66	1.83	1.39	2.34
×⅛	0.116	4.75	1.30	14.2	31.5	2.65	1.32	1.43	1.66
HSS3½×2½×3/8	0.349	12.09	3.39	4.16	7.03	4.75	2.72	1.18	3.59
×5/16	0.291	10.54	2.94	5.59	9.03	4.34	2.48	1.22	3.20
×¼	0.233	8.78	2.44	7.73	12.0	3.79	2.17	1.25	2.74
×3/16	0.174	6.87	1.89	11.4	17.1	3.09	1.76	1.28	2.18
×⅛	0.116	4.75	1.30	18.6	27.2	2.23	1.28	1.31	1.54
HSS3½×2×¼	0.233	7.93	2.21	5.58	12.0	3.17	1.81	1.20	2.36
×3/16	0.174	6.23	1.71	8.49	17.1	2.61	1.49	1.23	1.89
×⅛	0.116	4.32	1.19	14.2	27.2	1.90	1.09	1.27	1.34

Note: For compactness criteria, refer to the end of Table 1-12.

Table (4-7.a) HSS

Table 1–11 (continued)
Rectangular HSS
Dimensions and Properties

HSS5–HSS3½

Shape	Axis Y-Y				Workable Flat		Torsion		Surface Area
	I	*S*	*r*	*Z*	Depth	Width	*J*	*C*	
	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{3}	in.	in.	in.^{4}	in.^{3}	ft^2/ft
HSS5×2½×¼	3.13	2.50	0.999	2.95	3⅞	—	7.93	4.99	1.18
×3/16	2.53	2.03	1.02	2.33	4 3/16	—	6.26	3.89	1.20
×⅛	1.82	1.46	1.05	1.64	4 7/16	—	4.40	2.70	1.22
HSS5×2×⅜	2.28	2.28	0.748	2.88	3 5/16	—	6.61	5.20	1.07
×5/16	2.10	2.10	0.772	2.57	3⅝	—	5.99	4.59	1.08
×¼	1.84	1.84	0.797	2.20	3⅞	—	5.17	3.88	1.10
×3/16	1.51	1.51	0.823	1.75	4 3/16	—	4.15	3.05	1.12
×⅛	1.10	1.10	0.848	1.24	4 7/16	—	2.95	2.13	1.13
HSS4×3×⅜	5.01	3.34	1.11	4.18	2 5/16	—	10.6	6.59	1.07
×5/16	4.52	3.02	1.13	3.69	2⅝	—	9.41	5.75	1.08
×¼	3.91	2.61	1.16	3.12	2⅞	—	7.96	4.81	1.10
×3/16	3.16	2.10	1.19	2.46	3 3/16	—	6.26	3.74	1.12
×⅛	2.27	1.51	1.21	1.73	3 7/16	—	4.38	2.59	1.13
HSS4×2½×⅜	3.17	2.54	0.922	3.20	2 5/16	—	7.57	5.32	0.983
×5/16	2.89	2.32	0.947	2.85	2⅝	—	6.77	4.67	1.00
×¼	2.53	2.02	0.973	2.43	2⅞	—	5.78	3.93	1.02
×3/16	2.06	1.65	0.999	1.93	3⅛	—	4.59	3.08	1.03
×⅛	1.49	1.19	1.03	1.36	3 7/16	—	3.23	2.14	1.05
HSS4×2×⅜	1.80	1.80	0.729	2.31	2 5/16	—	4.83	4.04	0.900
×5/16	1.67	1.67	0.754	2.08	2⅝	—	4.40	3.59	0.917
×¼	1.48	1.48	0.779	1.79	2⅞	—	3.82	3.05	0.933
×3/16	1.22	1.22	0.804	1.43	3 3/16	—	3.08	2.41	0.950
×⅛	0.898	0.898	0.830	1.02	3 7/16	—	2.20	1.69	0.967
HSS3½×2½×⅜	2.77	2.21	0.904	2.82	—	—	6.16	4.57	0.900
×5/16	2.54	2.03	0.930	2.52	2⅛	—	5.53	4.03	0.917
×¼	2.23	1.78	0.956	2.16	2⅜	—	4.75	3.40	0.933
×3/16	1.82	1.46	0.983	1.72	2 11/16	—	3.78	2.67	0.950
×⅛	1.33	1.06	1.01	1.22	2 15/16	—	2.67	1.87	0.967
HSS3½×2×¼	1.30	1.30	0.766	1.58	2⅜	—	3.16	2.64	0.850
×3/16	1.08	1.08	0.792	1.27	2 11/16	—	2.55	2.09	0.867
×⅛	0.795	0.795	0.818	0.912	2 15/16	—	1.83	1.47	0.883

—Flat depth or width is too small to establish a workable flat.

Table (4-7.b) HSS

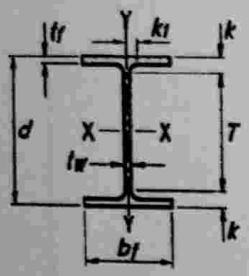


Table 1–1 (continued)
W Shapes
Dimensions

Shape	Area, A	Depth, d		Web			Flange				Distance				
				Thickness, t_w		$\frac{t_w}{2}$	Width, b_f		Thickness, t_f		k		k_1	T	Workable Gage
											k_{des}	k_{det}			
	in.²	in.		in.		in.	in.		in.		in.	in.	in.	in.	in.
W8×67	19.7	9.00	9	0.570	9/16	5/16	8.28	8 1/4	0.935	15/16	1.33	1 5/8	15/16	5 3/4	5 1/2
×58	17.1	8.75	8 3/4	0.510	1/2	1/4	8.22	8 1/4	0.810	13/16	1.20	1 1/2	7/8		
×48	14.1	8.50	8 1/2	0.400	3/8	3/16	8.11	8 1/8	0.685	11/16	1.08	1 3/8	13/16		
×40	11.7	8.25	8 1/4	0.360	3/8	3/16	8.07	8 1/8	0.560	9/16	0.954	1 1/4	13/16		
×35	10.3	8.12	8 1/8	0.310	5/16	3/16	8.02	8	0.495	1/2	0.889	1 3/16	13/16		
×31[f]	9.12	8.00	8	0.285	5/16	3/16	8.00	8	0.435	7/16	0.829	1 1/8	3/4		
W8×28	8.24	8.06	8	0.285	5/16	3/16	6.54	6 1/2	0.465	7/16	0.859	15/16	5/8	6 1/8	4
×24	7.08	7.93	7 7/8	0.245	1/4	1/8	6.50	6 1/2	0.400	3/8	0.794	7/8	9/16	6 1/8	4
W8×21	6.16	8.28	8 1/4	0.250	1/4	1/8	5.27	5 1/4	0.400	3/8	0.700	7/8	9/16	6 1/2	2 3/4[g]
×18	5.26	8.14	8 1/8	0.230	1/4	1/8	5.25	5 1/4	0.330	5/16	0.630	13/16	9/16	6 1/2	2 3/4[g]
W8×15	4.44	8.11	8 1/8	0.245	1/4	1/8	4.02	4	0.315	5/16	0.615	13/16	9/16	6 1/2	2 1/4[g]
×13	3.84	7.99	8	0.230	1/4	1/8	4.00	4	0.255	1/4	0.555	3/4	9/16		
×10[c,f]	2.96	7.89	7 7/8	0.170	3/16	1/8	3.94	4	0.205	3/16	0.505	11/16	1/2		
W6×25	7.34	6.38	6 3/8	0.320	5/16	3/16	6.08	6 1/8	0.455	7/16	0.705	15/16	9/16	4 1/2	3 1/2
×20	5.87	6.20	6 1/4	0.260	1/4	1/8	6.02	6	0.365	3/8	0.615	7/8	9/16		
×15[f]	4.43	5.99	6	0.230	1/4	1/8	5.99	6	0.260	1/4	0.510	3/4	9/16		
W6×16	4.74	6.28	6 1/4	0.260	1/4	1/8	4.03	4	0.405	3/8	0.655	7/8	9/16	4 1/2	2 1/4[g]
×12	3.55	6.03	6	0.230	1/4	1/8	4.00	4	0.280	1/4	0.530	3/4	9/16		
×9[f]	2.68	5.90	5 7/8	0.170	3/16	1/8	3.94	4	0.215	3/16	0.465	11/16	1/2		
×8.5[f]	2.52	5.83	5 7/8	0.170	3/16	1/8	3.94	4	0.195	3/16	0.445	11/16	1/2		
W5×19	5.56	5.15	5 1/8	0.270	1/4	1/8	5.03	5	0.430	7/16	0.730	13/16	7/16	3 1/2	2 3/4[g]
×16	4.71	5.01	5	0.240	1/4	1/8	5.00	5	0.360	3/8	0.660	3/4	7/16	3 1/2	2 3/4[g]
W4×13	3.83	4.16	4 1/8	0.280	1/4	1/8	4.06	4	0.345	3/8	0.595	3/4	1/2	2 5/8	2 1/4[g]

[c] Shape is slender for compression with F_y = 50 ksi.
[f] Shape exceeds compact limit for flexure with F_y = 50 ksi.
[g] The actual size, combination, and orientation of fastener components should be compared with the geometry of the cross-section to ensure compatibility.

Table (4-8.a) W shape

Table 1–1 (continued)
W Shapes
Properties

W8 – W4

Nominal Wt.	Compact Section Criteria		Axis X-X				Axis Y-Y				r_{ts}	h_o	Torsional Properties	
	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	I	S	r	Z	I	S	r	Z			J	C_w
lb/ft			in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{3}	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{3}	in.	in.	in.^{4}	in.^{6}
67	4.43	11.1	272	60.4	3.72	70.1	88.6	21.4	2.12	32.7	2.43	8.07	5.05	1440
58	5.07	12.4	228	52.0	3.65	59.8	75.1	18.3	2.10	27.9	2.39	7.94	3.33	1180
48	5.92	15.9	184	43.2	3.61	49.0	60.9	15.0	2.08	22.9	2.35	7.82	1.96	931
40	7.21	17.6	146	35.5	3.53	39.8	49.1	12.2	2.04	18.5	2.31	7.69	1.12	726
35	8.10	20.5	127	31.2	3.51	34.7	42.6	10.6	2.03	16.1	2.28	7.63	0.769	619
31	9.19	22.3	110	27.5	3.47	30.4	37.1	9.27	2.02	14.1	2.26	7.57	0.536	530
28	7.03	22.3	98.0	24.3	3.45	27.2	21.7	6.63	1.62	10.1	1.84	7.60	0.537	312
24	8.12	25.9	82.7	20.9	3.42	23.1	18.3	5.63	1.61	8.57	1.82	7.53	0.346	259
21	6.59	27.5	75.3	18.2	3.49	20.4	9.77	3.71	1.26	5.69	1.46	7.88	0.282	152
18	7.95	29.9	61.9	15.2	3.43	17.0	7.97	3.04	1.23	4.66	1.43	7.81	0.172	122
15	6.37	28.1	48.0	11.8	3.29	13.6	3.41	1.70	0.876	2.67	1.06	7.80	0.137	51.8
13	7.84	29.9	39.6	9.91	3.21	11.4	2.73	1.37	0.843	2.15	1.03	7.74	0.0871	40.8
10	9.61	40.5	30.8	7.81	3.22	8.87	2.09	1.06	0.841	1.66	1.01	7.69	0.0426	30.9
25	6.68	15.5	53.4	16.7	2.70	18.9	17.1	5.61	1.52	8.56	1.74	5.93	0.461	150
20	8.25	19.1	41.4	13.4	2.66	14.9	13.3	4.41	1.50	6.72	1.70	5.84	0.240	113
15	11.5	21.6	29.1	9.72	2.56	10.8	9.32	3.11	1.45	4.75	1.66	5.73	0.101	76.5
16	4.98	19.1	32.1	10.2	2.60	11.7	4.43	2.20	0.967	3.39	1.13	5.88	0.223	38.2
12	7.14	21.6	22.1	7.31	2.49	8.30	2.99	1.50	0.918	2.32	1.08	5.75	0.0903	24.7
9	9.16	29.2	16.4	5.56	2.47	6.23	2.20	1.11	0.905	1.72	1.06	5.69	0.0405	17.7
8.5	10.1	29.1	14.9	5.10	2.43	5.73	1.99	1.01	0.890	1.56	1.05	5.64	0.0333	15.8
19	5.85	13.7	26.3	10.2	2.17	11.6	9.13	3.63	1.28	5.53	1.45	4.72	0.316	50.9
16	6.94	15.4	21.4	8.55	2.13	9.63	7.51	3.00	1.26	4.58	1.43	4.65	0.192	40.6
13	5.88	10.6	11.3	5.46	1.72	6.28	3.86	1.90	1.00	2.92	1.16	3.82	0.151	14.0

Table (4-8.b) W shape

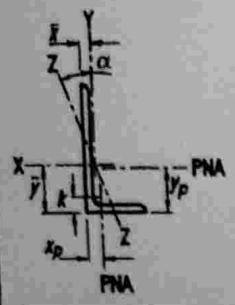


Table 1–7 (continued)
Angles
Properties

Shape	k	Wt.	Area, A	Axis X-X						Flexural-Torsional Properties		
				I	S	r	$\bar{y}$	Z	y_p	J	C_w	$\bar{r}_o$
	in.	lb/ft	in.²	in.⁴	in.³	in.	in.	in.³	in.	in.⁴	in.⁶	in.
L4×3½×½	⅞	11.9	3.50	5.30	1.92	1.23	1.24	3.46	0.497	0.301	0.302	2.03
×⅜	¾	9.10	2.67	4.15	1.48	1.25	1.20	2.66	0.433	0.132	0.134	2.06
×⅝	11/16	7.70	2.25	3.53	1.25	1.25	1.17	2.24	0.401	0.0782	0.0798	2.08
×¼	⅝	6.20	1.81	2.89	1.01	1.26	1.14	1.81	0.368	0.0412	0.0419	2.09
L4×3×⅝	1	13.6	3.89	6.01	2.28	1.23	1.37	4.08	0.810	0.529	0.472	1.91
×½	⅞	11.1	3.25	5.02	1.87	1.24	1.32	3.36	0.747	0.281	0.255	1.94
×⅜	¾	8.50	2.48	3.94	1.44	1.26	1.27	2.60	0.683	0.123	0.114	1.97
×⅝	11/16	7.20	2.09	3.36	1.22	1.27	1.25	2.19	0.651	0.0731	0.0676	1.98
×¼	⅝	5.80	1.69	2.75	0.988	1.27	1.22	1.77	0.618	0.0386	0.0356	1.99
L3½×3½×½	⅞	11.1	3.25	3.63	1.48	1.05	1.05	2.66	0.466	0.281	0.238	1.87
×7/16	13/16	9.80	2.87	3.25	1.32	1.06	1.03	2.36	0.412	0.192	0.164	1.89
×⅜	¾	8.50	2.48	2.86	1.15	1.07	1.00	2.06	0.357	0.123	0.106	1.90
×⅝	11/16	7.20	2.09	2.44	0.969	1.08	0.979	1.74	0.301	0.0731	0.0634	1.92
×¼	⅝	5.80	1.69	2.00	0.787	1.09	0.954	1.41	0.243	0.0386	0.0334	1.93
L3½×3×½	⅞	10.2	3.00	3.45	1.45	1.07	1.12	2.61	0.480	0.260	0.191	1.75
×7/16	13/16	9.10	2.65	3.10	1.29	1.08	1.09	2.32	0.446	0.178	0.132	1.76
×⅜	¾	7.90	2.30	2.73	1.12	1.09	1.07	2.03	0.411	0.114	0.0858	1.78
×⅝	11/16	6.60	1.93	2.33	0.951	1.09	1.05	1.72	0.375	0.0680	0.0512	1.79
×¼	⅝	5.40	1.56	1.92	0.773	1.10	1.02	1.39	0.336	0.0360	0.0270	1.80
L3½×2½×½	⅞	9.40	2.75	3.24	1.41	1.08	1.20	2.52	0.736	0.234	0.159	1.66
×⅜	¾	7.20	2.11	2.56	1.09	1.10	1.15	1.96	0.668	0.103	0.0714	1.69
×⅝	11/16	6.10	1.78	2.20	0.925	1.11	1.13	1.67	0.633	0.0611	0.0426	1.71
×¼	⅝	4.90	1.44	1.81	0.753	1.12	1.10	1.36	0.596	0.0322	0.0225	1.72
L3×3×½	⅞	9.40	2.75	2.20	1.06	0.895	0.929	1.91	0.458	0.230	0.144	1.59
×7/16	13/16	8.30	2.43	1.98	0.946	0.903	0.907	1.70	0.405	0.157	0.100	1.60
×⅜	¾	7.20	2.11	1.75	0.825	0.910	0.884	1.48	0.351	0.101	0.0652	1.62
×⅝	11/16	6.10	1.78	1.50	0.699	0.918	0.860	1.26	0.296	0.0597	0.0390	1.64
×¼	⅝	4.90	1.44	1.23	0.569	0.926	0.836	1.02	0.239	0.0313	0.0206	1.65
×3/16	9/16	3.71	1.09	0.948	0.433	0.933	0.812	0.774	0.181	0.0136	0.00899	1.67
L3×2½×½	⅞	8.50	2.50	2.07	1.03	0.910	0.995	1.86	0.494	0.213	0.112	1.46
×7/16	13/16	7.60	2.21	1.87	0.921	0.917	0.972	1.66	0.462	0.146	0.0777	1.48
×⅜	¾	6.60	1.92	1.65	0.803	0.924	0.949	1.45	0.430	0.0943	0.0507	1.49
×⅝	11/16	5.60	1.67	1.41	0.681	0.932	0.925	1.23	0.397	0.0560	0.0304	1.51
×¼	⅝	4.50	1.31	1.16	0.555	0.940	0.900	1.000	0.363	0.0296	0.0161	1.52
×3/16	9/16	3.39	0.996	0.899	0.423	0.947	0.874	0.761	0.328	0.0130	0.00705	1.54

Note: For compactness criteria, refer to the end of Table 1–7.

Table (4-9.a) Angle

Table 1–7 (continued)
Angles
Properties

L4-L3

Shape	Axis Y-Y						Axis Z-Z				Q_s
	I	S	r	$\bar{x}$	Z	x_p	I	S	r	Tan α	$F_y = 36$ ksi
	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.	in.^{3}	in.	in.^{4}	in.^{3}	in.		
L4×3½×½	3.76	1.50	1.04	0.994	2.69	0.438	1.80	0.719	0.716	0.750	1.00
×⅜	2.96	1.16	1.05	0.947	2.06	0.334	1.38	0.555	0.719	0.755	1.00
×5/16	2.52	0.980	1.06	0.923	1.74	0.281	1.17	0.470	0.721	0.757	0.997
×¼	2.07	0.794	1.07	0.897	1.40	0.227	0.950	0.382	0.723	0.759	0.912
L4×3×⅝	2.85	1.34	0.845	0.867	2.45	0.498	1.59	0.720	0.631	0.534	1.00
×½	2.40	1.10	0.858	0.822	1.99	0.407	1.30	0.592	0.633	0.542	1.00
×⅜	1.89	0.851	0.873	0.775	1.52	0.311	1.01	0.460	0.636	0.551	1.00
×5/16	1.62	0.721	0.880	0.750	1.28	0.262	0.851	0.390	0.638	0.554	0.997
×¼	1.33	0.585	0.887	0.725	1.03	0.211	0.691	0.318	0.639	0.558	0.912
L3½×3½×½	3.63	1.48	1.05	1.05	2.66	0.466	1.51	0.609	0.679	1.00	1.00
×7/16	3.25	1.32	1.06	1.03	2.36	0.412	1.34	0.540	0.681	1.00	1.00
×⅜	2.86	1.15	1.07	1.00	2.05	0.357	1.17	0.471	0.683	1.00	1.00
×5/16	2.44	0.969	1.08	0.979	1.74	0.301	0.989	0.400	0.685	1.00	1.00
×¼	2.00	0.787	1.09	0.954	1.41	0.243	0.807	0.326	0.688	1.00	0.965
L3½×3×½	2.32	1.09	0.877	0.869	1.97	0.431	1.15	0.537	0.618	0.713	1.00
×7/16	2.09	0.971	0.885	0.846	1.75	0.382	1.03	0.478	0.620	0.717	1.00
×⅜	1.84	0.847	0.892	0.823	1.52	0.331	0.895	0.418	0.622	0.720	1.00
×5/16	1.58	0.718	0.900	0.798	1.28	0.279	0.761	0.356	0.624	0.722	1.00
×¼	1.30	0.585	0.908	0.773	1.04	0.226	0.623	0.292	0.628	0.725	0.965
L3½×2½×½	1.36	0.756	0.701	0.701	1.39	0.395	0.782	0.420	0.532	0.485	1.00
×⅜	1.09	0.589	0.716	0.655	1.07	0.303	0.608	0.329	0.535	0.495	1.00
×5/16	0.937	0.501	0.723	0.632	0.900	0.256	0.518	0.281	0.538	0.500	1.00
×¼	0.775	0.410	0.731	0.607	0.728	0.207	0.425	0.232	0.541	0.504	0.965
L3×3×½	2.20	1.06	0.895	0.929	1.91	0.458	0.924	0.436	0.580	1.00	1.00
×7/16	1.98	0.946	0.903	0.907	1.70	0.405	0.819	0.386	0.580	1.00	1.00
×⅜	1.75	0.825	0.910	0.884	1.48	0.351	0.712	0.336	0.581	1.00	1.00
×5/16	1.50	0.699	0.918	0.860	1.25	0.296	0.603	0.284	0.583	1.00	1.00
×¼	1.23	0.569	0.926	0.836	1.02	0.239	0.491	0.231	0.585	1.00	1.00
×3/16	0.948	0.433	0.933	0.812	0.774	0.181	0.374	0.176	0.586	1.00	0.912
L3×2½×½	1.29	0.736	0.718	0.746	1.34	0.418	0.666	0.370	0.516	0.666	1.00
×7/16	1.17	0.656	0.724	0.724	1.19	0.370	0.591	0.329	0.516	0.671	1.00
×⅜	1.03	0.573	0.731	0.701	1.03	0.321	0.514	0.287	0.517	0.675	1.00
×5/16	0.888	0.487	0.739	0.677	0.873	0.271	0.437	0.244	0.518	0.679	1.00
×¼	0.734	0.397	0.746	0.653	0.707	0.220	0.356	0.199	0.520	0.683	1.00
×3/16	0.568	0.303	0.753	0.627	0.536	0.167	0.272	0.153	0.521	0.687	0.912

Note: For compactness criteria, refer to the end of Table 1–7.

Table (4-9.b) Angle

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

5

5.1 مقدمة.

5.2 النتائج .

5.3 التوصيات .

5-1 المقدمه :

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد الى الكثير من الامور, بعد دراسة جميع المتطلبات تم اعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة لمدرسة للإناث المقترح بناءها في مدينه الخليل .

ويقدم هذا التقرير شرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والانشائية 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. لقد تم استخدام نظام عقدات (One-Way Ribbed Slab) في اغلب 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 استخدمها في هذا المشروع وهي:

a) AUTOCAD 2010/2007 : و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
b) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
c) (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 الهند
أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

5-3 التوصيات :

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع وتعميق فهمنا
من تفاصيل وتحاليل وتصاميم. حيث نود هنا . من خلال هذه التجر
بأن تعود بالفائدة والنصح لمن يخطط لاختيار مشاريع ذات طابع
ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات
تحديد النظام الإنشائي للمبنى. ولابد في هذه المرحلة من توفر
تربة الموقع، من خلال تقرير جيوتقني خاص بتلك المنط
والأعمدة بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق الهندسي المع
الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية
منتظم في كافة أنحاء المبنى؛ ليتم استخدامها فيما بعد

الملاح

قائمة المصادر والمراجع

1. كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال
عمان، الأردن، 1990م.

2. تلخيص الأستاذ المشرف.

r Structural Concrete)ACI 318M-

IESS OF ONE-WAY SLABS LCULATED

ckness, h	
oth ends ntinuous	Cantilever
tached to partitions or damaged by large	
$\ell/28$	$\ell/10$
$\ell/21$	$\ell/8$

th normalweight concrete cement. For other condi-

density, w_c, in the range $(1.65 - 0.003w_c)$ but not

plied by $(0.4 + f_y/700)$.

ESSED BEAMS OR S ARE CALCULATED

نـوع المبـنى		الاستعمال (الاشغال)	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عـام	خـاص		كن/م2	كـن
المباني السكنية والخاصة	المنـازل والبيـوت والشـقق السكنيـة والأبنية ذات الطـابق الواحـد.	جميع الغرف بما في ذلك غـرف النـوم والمطابـخ وغـرف الغسيل ومـا شـابه ذلك	2.000	1.400
	الفنـادق والموتيلات والمستشفيات	غـرف النـوم	2.000	1.800
	منـازل الطلبـة ومـا شابههـا	غرف وقاعات النوم	2.000	1.800
المباني العامة	القاعـات العامـة وقاعـات التجمـع والمسـاجد والكنـائس وقاعـات التـدريس والمسـارح ودور السـينما وقاعـات التجمـع فـي المـدارس والكليـات والنـوادي والمـدرجات المسـقوفة والقاعـات الرياضـية المغلقة	مقاعد ثابتة مقاعد غير ثابتة	4.000 5.000	- 3.600
	نادي رياضي	-	5.000	-
	غرف المطالعة في المكتبات	من دون مستودع كتب مع مستودع كتب	2.500 4.000	4.500 4.500