بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا
دائره الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع

التصميم الانشائي لمدرسة المستقبل الابتدائية

فريق العمل

اسامة ابوعامرية　　علاء سويطي

زيد برادعيه　　معتصم جبرين

إشراف :
د. هيثم عياد
فلسطين – الخليل

٢٠١٤

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتيكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

تقرير مشروع **التخرج**

التصميم الانشائي **لمدرسة المستقبل** الابتدائية

فريق العمل

اسامة ابوعامرية	علاء سويطي
زيد برادعيه	معتصم جبرين

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

توقيع مشرف المشروع	**توقيع رئيس الدائرة**
الاسم : د. هيثم عياد	**الاسم** : د. غسان الدويك
.....	.....

٢٠١٤

تقرير مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمدرسة المستقبل الإبتدائية

فريق العمل

اسامة ابوعامرية　　علاء سويطي

زيد برادعيه　　**معتصم جبرين**

المشرف
د. هيثم عياد

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا
جامعة بوليتيكنك فلسطين

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على
درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة **المباني**

جامعة بوليتيكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

الإهداء

الى ينبوع العطاء الذي زرع في نفسي الطموح والمثابرة.... والدي العزيز

الى نبع الحنان الذي لا ينضب... أمي الغالية

الى من يحملون في عيونهم ذكريات طفولتي وشبابي..... اخوتي واخواتي

الى من ضاقت السطور من ذكرهم فوسعهم قلبي..... أصدقائي وصديقاتي

الى من ضحوا بحريتهم من اجل حرية غيرهم..... الاسرى والمعتقلين

الى من هم اكرم منا مكانة..... شهداء فلسطين

الى كل محبي العلم والمعرفة ..... أساتذتي الكرام

الى استاذي الفاضل : د. هيثم عياد

الى من احتضنتني كل هذا الكم من السنين ..... فلسطين الحبيبة

الى زملائي وزميلاتي في جامعة بولتكنك فلسطين

الى كل من ساهم في انجاح هذا العمل

فريق **العمل**

الشكر والتقدير

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

كما و يتقدم فريق العمل بالشكر الجزيل والعميق لكل من:

بيتنا الثاني جامعة بوليتيكنك فلسطين الموقرة، وكلية الهندسة، **ودائرة** الهندسة المدنية والمعمارية بكافة طاقمها العامل على تخريج أجيال الغد.

جميع الأساتذة**في الجامعة ونخص بالذكر الدكتور** هيثم عياد **والذي بذل كل** جهد مستطاع للخروج بهذا العمل بالشكل اللائق.

لمكتبة الجامعة والقائمين عليها لتعاونهم الكامل ومساعدتهم.

لكل من قدم يد المساعدة بأي شيء ولو كان بسيطا.

فريق العمل

ملخص المشروع

عمل تصميم إنشائي كامل لمبنى مكون من مدرسة وتوابعها بجميع تفصيلاته وعناصره المختلفة.

فريق العمل:

علاء سويطي معتصم جبرين

زيد برادعية اسامة ابوعامرية

تعتبر الخليل مدينة كبيرة حيث يزداد النمو السكاني فيها بشكل سريع، لذا تزداد الحاجة لبناء المدارس لاستيعاب الطلاب الجدد الذين ينتسبون إلى المدارس كل سنة، وكما نعتقد أن بناء مباني تعليمية جديدة لهي حاجة ماسة وأولوية ضرورية، لذلك قمنا باقتراح التصميم الإنشائي لمدرسة المستقبل الإبتدائية.

في مشروعنا هذا الكثير من الدراسات السابقة ستستخدم كدليل لنا خلال المشروع، كما هو اتباع التعليمات من المشرف الدكتور هيثم عياد، دراسة مشاريع تخرج سابقة، ودراسة كتب تعنى بتصميم المدارس.

بعد دراسة معمّقة للمخططات المعمارية، الواجهات والمقاطع. وتعديل ما يلزم. بدأ عملنا التصميمي والإنشائي بتوزيع الأعمدة والجسور على المشروع بالكامل. سنقوم بتحديد الأحمال المؤثرة على المبنى، والتي تؤدي إلى اختيار النظام الإنشائي الأنسب الذي يلائم كل العناصر الإنشائية، وأخيرا الحصول على المخططات التنفيذية من هذا العمل.

سيتم إستخدام الكود الأردني في عملية تصميم وتقدير الأحمال لهذا المشروع. حيث سيتم استخدام (ACI-318-05 code) في التحليل الإنشائي وتصميم العناصر الإنشائية، وذلك باستخدام عدة برامج ومنها Al-Atir, Office 2013, Staad-Pro 2007, Safe,Etabs,Beam-d, and Autocad 2014.

تجميع هذا العمل بدءاً من دراسة المخططات المعمارية وانتهاءً بتصميم آخر عنصر إنشائي لإخراج هذه المدرسة إلى الحياة هو الهدف المرجو من هذا المشورع.

مع الشكر ☺

Abstract

Structural Design of Al-Mostaqbal Elementary School in Hebron City

Prepared By :

Alla' Sweity ***Motaseb Jebreen***
Zaid Baradeia ***Osama Abu Amriah***

Hebron is a large city and is growing fast with its population, so schools are needed to contain all of the new students that anticipate every year, and as we believe building new educational facilities are urgent and essential priority, so we proposed to structurally design " Al-Mostaqbal Elementary school ".

In this project many useful previous studies will be used as guidelines, to guide us through the project, such as following instructions and being guided by our supervisor Dr.Haitham Ayyad, studying old graduation projects, and studying books which care of designing of school.

After pensive studying of the architectural plans, elevations and sections, modifying what needed to. Our structural work started with the distribution of columns, and beams through the whole project. We will try to determine the loads affecting the building, and leads to choose the best construction system that fits all of the structural elements, and finally get the structural plans out of this work.

The Jordanian Construction Code will be used in the process of designing this project and in determining live loads, where ACI-318-05 code is used in structural analysis, and design of some structural elements. Some of the software will be used also in this project like Al-Atir, Office 2013, Staad-Pro 2007, Safe,Etabs,Beam-d, and Autocad 2014.

Putting all of this work together, starting from studying of architectural plans to the design of the last element of the building and get this building out to life is the eventual goal of the project.

Thank you ☺

Table of Contents

فهرس المحتويات

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	i
صفحة تقرير المشروع	ii
صفحة شهادة تقييم مشروع التخرج	iii
صفحة الإهداء	iv
صفحة الشكر والتقدير	v
صفحة الملخص باللغة العربية	vi
صفحة الملخص باللغة الانجليزية	vii
صفحة قائمة الاختصارات	xiii

الفصل الأول	المقدمة	١
١-١	المقدمة	٢
٢-١	أهداف المشروع	٢
٣-١	مشكلة المشروع	٣
٤-١	حدود مشكلة المشروع	٣
٥-١	المسلمات	٣
٦-١	فصول المشروع	٣
٧-١	إجراءات المشروع	٤
الفصل الثاني	الوصف المعماري	٥
١-٢	مقدمة	٦
٢-٢	لمحة عن المشروع	٦

٢-٣	موقع المشروع	٧
٢-٤	أهمية موقع المشروع	٧
٢-٥	وصف المساقط الأفقية للمبنى	٨
٢-٥-١	المبنى الرئيسي طابق التسوية	٨
٢-٥-٢	المبنى الرئيسي الطابق الأرضي	٩
٢-٥-٣	المبنى الرئيسي الطابق الأول	١٠
٢-٥-٦	الملعب المغطى بالمعدن	١١
٢-٥-٥	غرف الامن	١٢
٢-٥-٦	البئر	١٢
٢-٦	وصف الواجهات	١٢
٢-٦-١	الواجهة الجنوبية الغربية للمبنى الرئيسي	١٢
٢-٦-٢	الواجهة الشمالية الغربية للمبنى الرئيسي	١٣
٢-٦-٣	الواجهة الشمالية الشرقية للمبنى الرئيسي	١٣
٢-٦-٤	الواجهة الجنوبية الشرقية للمبنى الرئيسي	١٤
٢-٦-٥	الواجهة الشمالية الغربية للملعب	١٤
٢-٦-٦	الواجهة الشمالية الشرقية للملعب	١٥
٢-٦-٧	الواجهة الجنوبية الغربية للملعب	١٥
٢-٦-٨	الواجهة الجنوبية الشرقية للملعب	١٦
الفصل الثالث:	**الوصف الإنشائي**	**١٧**
٣-١	مقدمة	١٨
٣-٢	هدف التصميم الإنشائي	١٨
٣-٣	الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى	١٩
٣-٣-١	الأحمال	١٩
٣-٣-٢	الأحمال الميتة	١٩
٣-٣-٣	الأحمال الحية	٢٠
٣-٣-٤	الأحمال البيئية	٢١
٣-٣-٤-١	الرياح	٢١
٣-٣-٤-٢	الثلوج	٢١
٣-٣-٤-٣	الزلازل	٢٢

٣-٤	العناصر الإنشائية	٢٣
٣-٤-١	العقدات	٢٣
٣-٤-١-١	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٢٣
٣-٤-١-٢	عقدات العصب ذات الاتجاهين	٢٤
٣-٤-٢	الجسور	٢٤
٣-٤-٣	الأعمدة	٢٦
٣-٤-٤	الجدران الحاملة (جدران القص)	٢٧
٣-٤-٥	الأساسات	٢٨
٣-٤-٦	الأدراج	٢٩
٣-٤-٧	جدران القبو	٣٠
٣-٤-٨	فواصل التمدد	٣١

33	**Structural Design & Analysis**	**Chapter 4**
34	**Introduction**	**4.1**
35	**Determination of Slab Thickness**	**4.2**
38	**Determination of Factored Load.**	**4.3**
40	**Design of Topping**	**4.4**
43	**Design of One way Ribbed slab**	**4.5**
48	**Design of Tow way Ribbed slab**	**4.6**
53	**Design of Tow way Solid slab for well.**	**4.7**
57	**Design of Beam (2, G).**	**4.8**
74	**Design of Beam (36, F1).**	**4.9**
86	**Design of Short Column**	**4.10**
88	**Design of Isolated Footing**	**4.11**
95	**Design of Strip Footing**	**4.12**
98	**Design of Mat Foundation for Well**	**4.13**
102	**Design of Basement Wall for Well**	**4.14**
106	**Design of Stairs**	**4.15**
112	**Design of Shear wall (W26).**	**4.16**

الفصل الخامس	التوصيات	117
المراجع و الملحقات	المراجع و الملحقات	120

فهرس الجداول

جدول (١-١)	الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية ٢٠١٣/٢٠١٤	٤
جدول (٣-١)	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	١٩
جدول (٣-٢)	الأحمال الحية	٢٠
جدول (٣-٣)	قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	٢١
جدول (٤-١)	**Calculation of the total dead load for one way rib slab**	٣٩
جدول (٤-٢)	**Calculation of the total dead load for topping**	٤١
جدول (٤-٣)	**Calculation of the total dead load for beam B2,G**	٥٨

فهرس الأشكال

شكل (٢-١)	مخطط موقع المشروع	٨
شكل (٢-٢)	المسقط الأفقي لطابق التسوية	٩
شكل (٢-٣)	المسقط الأفقي للطابق الأرضي	١٠
شكل (٢-٤)	المسقط الأفقي للطابق الأول	١١
شكل (٢-٥)	المسقط الأفقي للملعب	١٢
شكل (٢-٦)	الواجهة الشمالية للمبنى الرئيسي	١٣
شكل (٢-٧)	الواجهة الجنوبية للمبنى الرئيسي	١٣
شكل (٢-٨)	الواجهة الشرقية للمبنى الرئيسي	١٤
شكل (٢-٩)	الواجهة الغربية للمبنى الرئيسي	١٤
شكل (٢-١٠)	الواجهة الشمالية الغربية للملعب	١٥
شكل (٢-١١)	الواجهة الشمالية الشرقية للملعب	١٥
شكل (٢-١٢)	الواجهة الجنوبية الغربية للملعب	١٦
شكل (٢-١٣)	الواجهة الجنوبية الشرقية للملعب	١٦
شكل (٣-١)	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٢٣
شكل (٣-٢)	عقدات العصب ذات الاتجاهين	٢٤
شكل (٣-٣)	أشكال الجسور المدلاة و المحورة	٢٥
شكل (٣-٤)	احدى أشكال الأعمدة	٢٦

شكل (٣-٥)	جدار القص	٢٧
شكل (٣-٦)	الأساس المفرد	٢٨
شكل (٣-٧)	الدرج	٢٩
شكل (٣-٨)	جدار القبو	٣٠
شكل (٣-٩)	فاصل التمدد بالمبنى	٣١
شكل (٣-١٠)	فاصل التمدد بالمبنى	٣٢
شكل (٤-١)	Ground Floor Slab	٣٥
شكل (٤-٢)	two way rib slab	٣٦
شكل (٤-٣)	One way ribbed slab	٣٩
شكل (٤-٤)	Toping of slab	٤٠
شكل (٤-٥)	spans diagram for rib (1, G)	٤٣
شكل (٤-٦)	Moment diagram for rib (1,G)	٤٣
شكل (٤-٧)	Shear diagram for rib (1,G	٤٣
شكل (٤-٨)	Dead and Live loads diagram for rib	٤٤
شكل (٤-٩)	two way rib slab	٤٩
شكل (٤-١٠)	two way solid slab for well	٥٤
شكل (٤-١١)	Beam Geometry (B2, G)	٥٩
شكل (٤-١٢)	Beam Moments envelope factored values (B2, G)	٥٩
شكل (٤-١٣)	Beam Shear envelope factored values (B2, G)	٥٩
شكل (٤-١٤)	Dead and Live loads diagram for Beam (B2, G)	٦٠
شكل (٤-١٥)	Beam Geometry (B36, F1)	٧٤
شكل (٤-١٦)	Beam Moments envelope factored values (B36, F1)	٧٤
شكل (٤-١٧)	Beam Shear envelope factored values (B36, F1)	٧٤
شكل (٤-١٨)	Dead and Live loads diagram for Beam (B36, F1)	٧٥
شكل (٤-١٩)	Short Column Detail C20	٨٨
شكل (٤-٢٠)	Isolated Footing F20	٩١
شكل (٤-٢١)	Isolated Footing Detail F20	٩٤
شكل (٤-٢٢)	location of strip footing	٩٥
شكل (٤-٢٣)	Strip Footing Detail	٩٨

شكل (٤- ٢٤)	**Mat footing for well**	٩٨
شكل (٤- ٢٥)	**shear in X-direction for well**	٩٩
شكل (٤- ٢٦)	**shear in Y-direction for well**	٩٩
شكل (٤- ٢٧)	**Moment in X-direction for well**	١٠٠
شكل (٤- ٢٨)	**Moment in Y-direction for well**	١٠١
شكل (٤- ٢٩)	**Load on Well Wall**	١٠٢
شكل (٤- ٣٠)	**Loads & Shear/Moment envelope for well wall from soil direction**	١٠٤
شكل (٤- ٣١)	**Stairs plan**	١٠٦
شكل (٤- ٣٢)	**Loads on stairs**	١٠٧
شكل (٤- ٣٣)	**Shear Envelope**	١٠٨
شكل (٤- ٣٤)	**Moment Envelope**	١٠٩
شكل (٤- ٣٥)	**Stair Section**	١١٠
شكل (٤- ٣٦)	**Structural System of Landing**	١١١
شكل (٤- ٣٧)	**Moment & Shear-Diagram for Shear Wall (W26).**	١١٣

List of Abbreviations

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

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

الفصـــــــــل الأول

المقدمـــــة

1

١.١ المقدمة.

٢.١ أهداف المشروع.

٣.١ مشكلة المشروع.

٤.١ حدود مشكلة المشروع.

٥.١ المسلمات.

٦.١ فصول المشروع.

٧.١ إجراءات المشروع.

١.١ المقدمة

العلم والعمل من ضرورات الحياة وهما متكاملان فالمجتمع لا ينمو ولا ينهض ولا يتطور اذا افتقر للتعليم وهنا نحن نتكلم عن التعليم التقني الذي يكسب الفرد مهنة او حرفة تساعده على كسب رزقه وتساهم في بناء وتطوير المجتمع ,من هنا جاءت فكرة هذا المشروع اللذي يعني بدراسة مبنى مدرسة كمشروع يمكن تصميمه وتطبيقه معمارياً وإنشائياً .

تتطلب عملية التصميم عامة الأخذ بجميع النواحي للمبنى المراد إنشاؤه سواء من الناحية المعمارية التي تعنى بالمظهر العام للمبنى وكيفية توزيع الفراغات والمساحات داخله وربط الأقسام المختلفة ببعضها البعض، أو من الناحية الإنشائية التي تعنى بتوفير النظام الإنشائي القادر على التحمل الآمن للأحمال المؤثرة على المبنى مع مراعاة الناحية الاقتصادية الأدنى الممكنة لهذا النظام الإنشائي بما لا يتعارض مع التصميم المعماري المختار.كذلك لا بد من الأخذ بالاعتبار النواحي المتعلقة بالتمديدات الكهربائية بما يتلاءم مع طبيعة المشروع المنشأ وعناصره الميكانيكية كأنظمة التدفئة والتبريد والصرف الصحي.

يتضمن المشروع تصميم النظام الإنشائي لمبنى مدرسة يتكون من ٣ طوابق ، حيث سيتم اختيار النظام الانشائي المناسب وذلك بتوزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور بما يتلاءم 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.

٢.١ أهداف المشروع

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

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

١.٣ مشكلة المشروع

يدور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية لمبنى مدرسة متعدد الطوابق ، حيث يتضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من البلاطات و الجسور والأعمدة و الأساسات بما يتلاءم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر وما لا يتعارض مع التصميم المعماري.

١.٤ حدود مشكلة المشروع

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الثاني والاول من السنة الدراسية ٢٠١٤من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الثاني و مشروع التخرج في الفصل الاول.

١.٥ المسلمات

١) اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08) .

٢) استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, safe, Etabs , Sap 2000,Staad Pro).

٣) برامج أخرى مثل Autocad 2014 & Microsoft office Word & Power Point .

١.٦ فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على اربعة فصول وهي:

١- **الفصل الأول**: يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه.
٢- **الفصل الثاني**: يشمل الوصف المعماري للمشروع.
٣- **الفصل الثالث**: يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
٤- **الفصل الرابع**: التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

٧.١ إجراءات المشروع

١) دراسة المخططات المعمارية وذلك لفهمها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع و إختيار النظام الإنشائي الملائم.

٢) دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى وكيفية توزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يتعارض مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

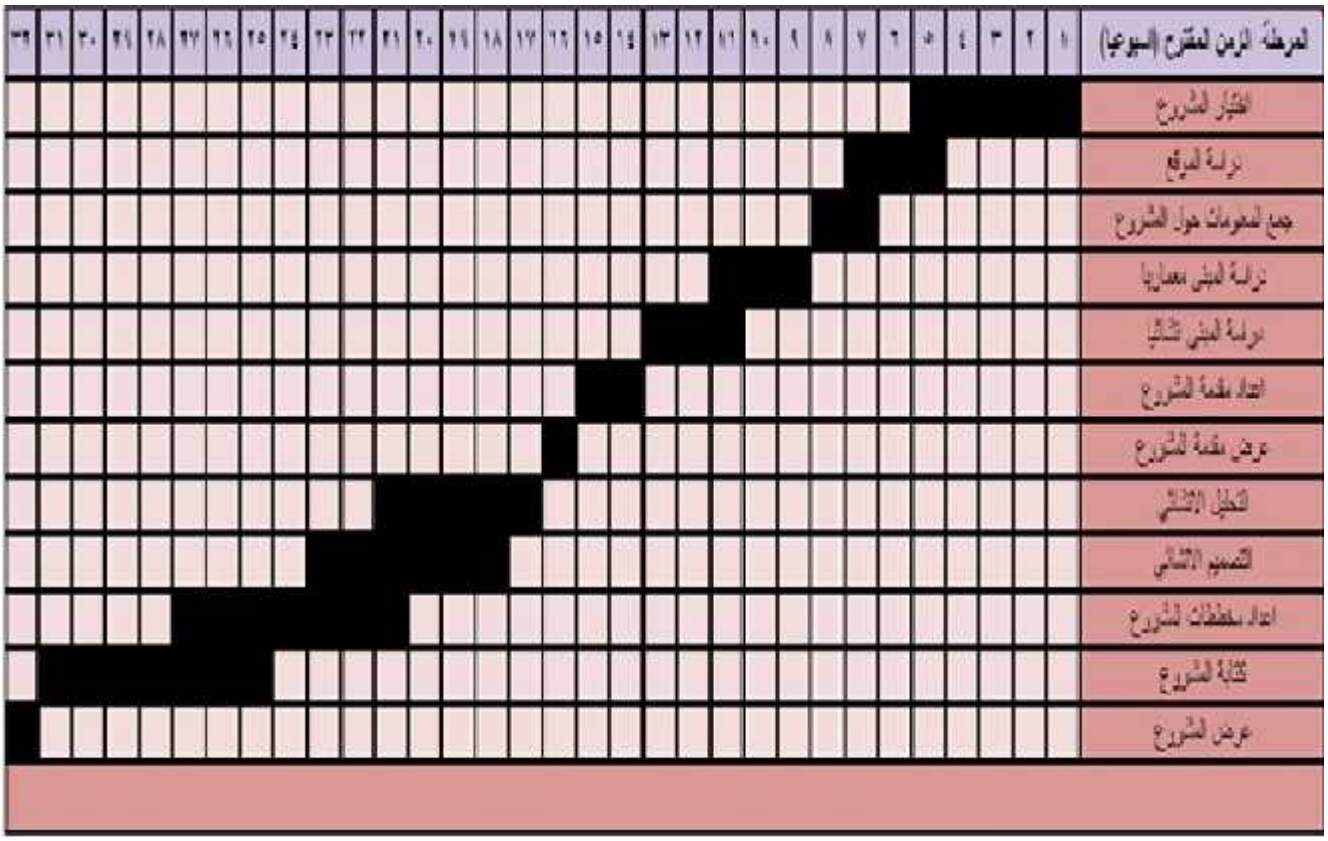
٣) تحديد الأحمال المؤثرة على المبنى وتحليل العناصر الإنشائية على هذه الأحمال .

٤) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

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

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (٢٠١٤)



الفصـــل الثانـــــــي

الوصف المعمـــــاري

2

١.٢ مقدمة.

٢.٢ لمحة عن المشروع.

٣.٢ موقع المشروع.

٤.٢ أهمية الموقع.

٥.٢ وصف المساقط الأفقية للمبنى.

٦.٢ وصف الواجهات.

١.٢ مقدمة

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

وبهذا أصبحت العمارة فن وموهبة وأفكار، تستمد وقودها مما وهبه الله للمعماري من مواهب الجمال. وإذا كان لكل فن أو علم ضوابط وحدود يقف عندها فإن العمارة لا تخضع لأي حد أو قيد، فهي تتأرجح مابين الخيال والواقع؛ والنتيجة قد تكون أبنية متناهية البساطة والصراحة تثير فينا بعض الفضول رغم أنها قد تخبئ لنا العديد من المفاجآت عندما ندخلها ونتفاعل مع تفاصيلها.

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

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

٢.٢ لمحة عن المشروع

المشروع عبارة مبنى مدرسة ابتدائية نموذجيةتحتوي على صفوف ومكتبة وكافتيريا ومكاتب ادارية و اخرى للمدرسين و صالة العاب رياضية و مختبرات ومخازن و عيادة طبية وجميع المرافق الاخرى. ويوجد ملعب تابع للمدرسة مغطى ب (trusses) تستخدمه المدرسة في اوقات الدوام وتأجره لاقامة مباريات للاندية بعد الدوام المدرسيليكون احد مصادر دخل هذه المدرسة، وهناك ايضا غرفتين للامن، ويقوم المشروع على فكرة إستغلال كافة الفراغات لتعمل على خدمة المستخدمين بشكل جيد.

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

يتكون المبنى الرئيسي من طابق تسوية وآخر ارضي وطابق اول على جزء من قطعة أرض مساحتها تقريبا٢٨دونما، ومساحة المبنى الرئيسي ٧٢٥٠ متر مربع، ومساحة الملعب المغطى بالمعدن٢٣٣٣ مترا مربعا، اي ان المساحة الاجمالية للمشروع هي ٩٥٨٣مترا مربعا.

٣.٢ موقع المشروع

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد إنشاء المبنى عليه بعناية فائقة سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة.

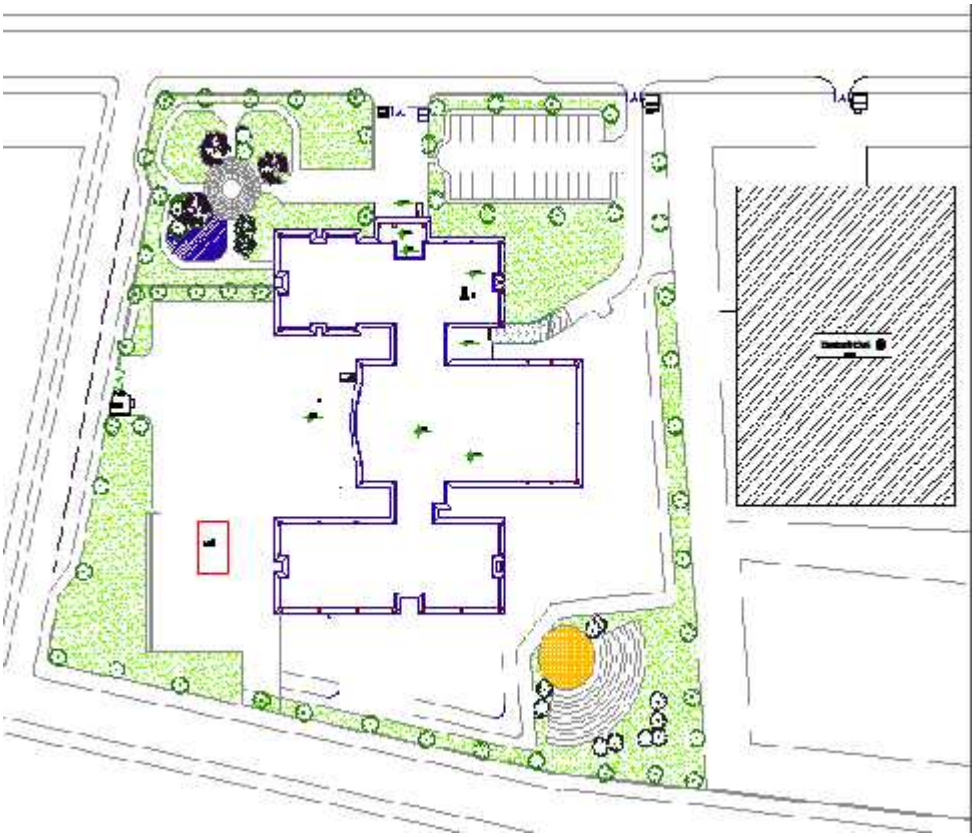
بحيث تكون العناصر القائمة وعلاقاتها بالتصميم المقترح في تناسق لتحقيق التصميم الأمثل، فلذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح للأرض المقترحة للبناء ولعلاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، و ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة ومسار الشمس.

مكاناقامة هذه المدرسة في الخليل كما و يمكن انشائها في اي مكان في فلسطين واخذ فكرة انشاء مباني تابعة للمدرسة لتكون مصدر دخل للمدرسة، و لتنفيذ هذه المدرسة يمكن اختيار مكان جيديمتاز بسهولة الوصول اليه وتوفر شارع رئيسي الى قطعة الأرض و وجود كافة الخدمات الرئيسية والبنى التحتية اللازمة لتنفيذ المشروع والاهم من ذلك كله الهدوء وان يكون في مكان يستطيع الجميع الوصول له بسهولة، وتقدر قطعة الأرض المخصصة للمشروع بحوالي ٢٨ دونم.

وقد تم ملائمة المشروع مع الموقع الذي تم اختياره، الشكل (٢-١)، وكذلك تم مراعاة تحقيق الوظيفة للمبنىوتحقيق شروط الجمال، وتم مراعاة اختيار مكان مناسب من حيث التوجيه والتهوية وحركة الشمس والرياح.

٤.٢ أهمية الموقع

تكمن اهمية هذا الموقع الكائن في منطقة ريفية ويتوسط عدة مناطق سكنية في انه يشكل حلقة وصل بين بين عدة مناطق والهدوء الذي يشجع الطلبة على الدراسة بالاضافة الى سهولة الوصول اليه فهناك اكثر من شارع رئيسي يخدم ذلك الموقع.



الشكل (٢-١) مخطط موقع المشروع

وإن من أهم الأمور التي تميز الموقع الذي يجب اختارها ويتم مراعاتها في اختيار هذا الموقع هي النقاط التالية:-

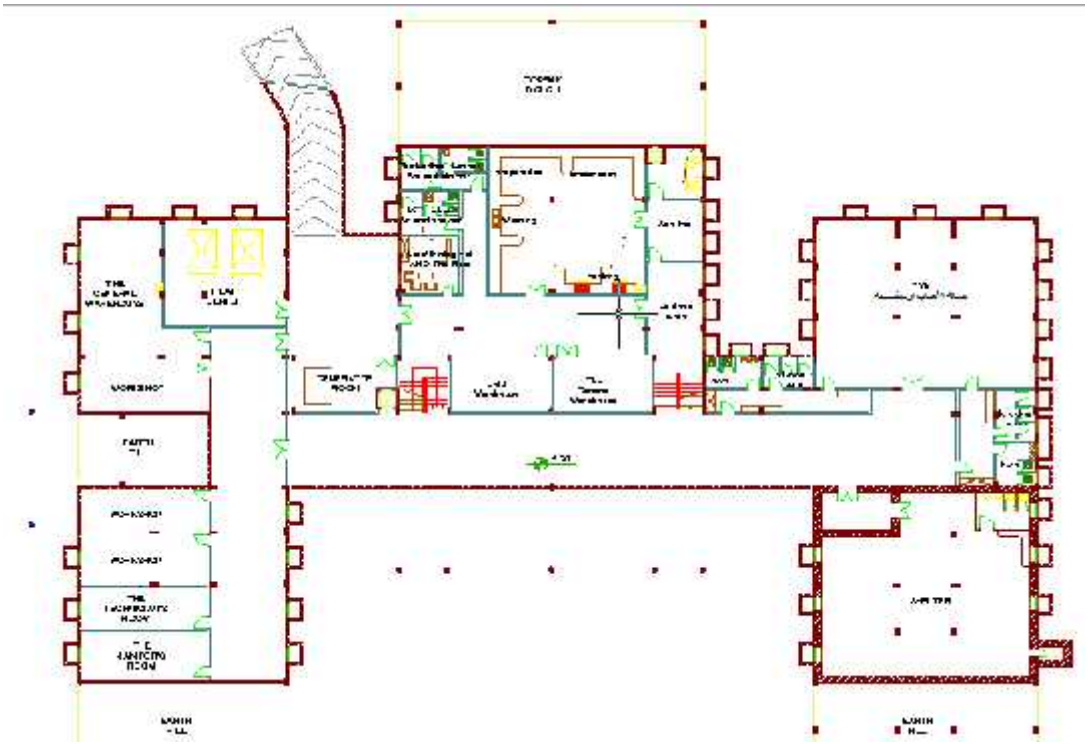
١) حاجة المنطقة إلى مثل هذا المشروع ,واستكمالا لمشاريع التنمية في المدينة.
٢) توفر قطعة أرض بمساحة تستوعب حجم المشروع.
٣) حيوية المنطقة .
٤) سهولة الوصول إلى الموقع.
٥) احتفاظ الموقع بمميزات طبيعية.
٦) الهدوء.
٧) وجود اندية رياضية لاستأجر الملعب بعد دوام الطلبة.

٥.٢ وصف المساقط الأفقية للمبنى

١.٥.٢ المبنى الرئيسي طابق التسوية

تبلغ مساحة هذا الطابق ١٩٩١ متر مربع الشكل(٢-٢) ، ويحتوي مطبخ كبير وصالة العاب رياضية و مأوى وغرف غيار ملابس و غرفة التدفئة (البويلر) ويحتوي على مخازن وحمامات ,وينخفض منسوبه بمقدار

٣امتار ، ومدخله الرئيسي من الجهة الشمالية الغربية ، وهو متصل مع الطابق الارضي بدرجين داخليين ومصعد واحد فقط، و هو عبارة عن ثلاثة اقسام بينهن فواصل تمدد.

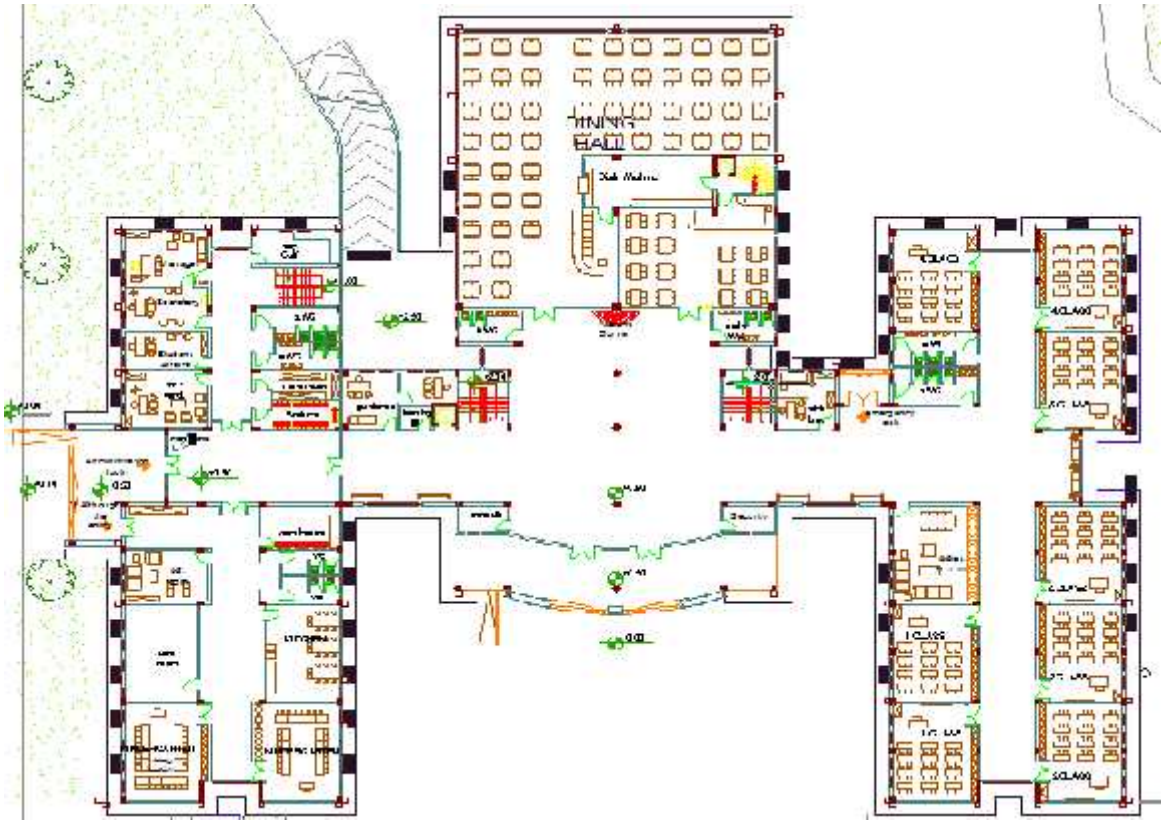


الشكل(٢-٢) المسقط الأفقي لطابق التسوية

٢.٥.٢ الطابق الأرضي

يتكون هذا الطابق منثلاثة اقسام بينهن فواصل تمدد و يتصلن معا من الداخل بالممرات الداخلية الشكل (٢-٣)تبلغ مساحتهما ٢٦٢٧ متر مربع،القسمالايمن من الطابق يحتوي على مجموعة من الصفوف والحمامات اما القسم الايسر فيحتوي مكتب الادارة و السكرتارية و شؤون الطلبة ورياض الاطفال ومطبخ للموظفين و غرفة المعلمين، اما القسم الاوسط فيتكون من الكافيتيريا وساحة وبعض المكاتب. والمدخل الرئيسيي كما يوجد مدخل اخر للموظفين باتهاه الشمال و اتجاه موقف السيارات الخارجي، كما يحوي الطابق ثلاث ادراج ومصعد.

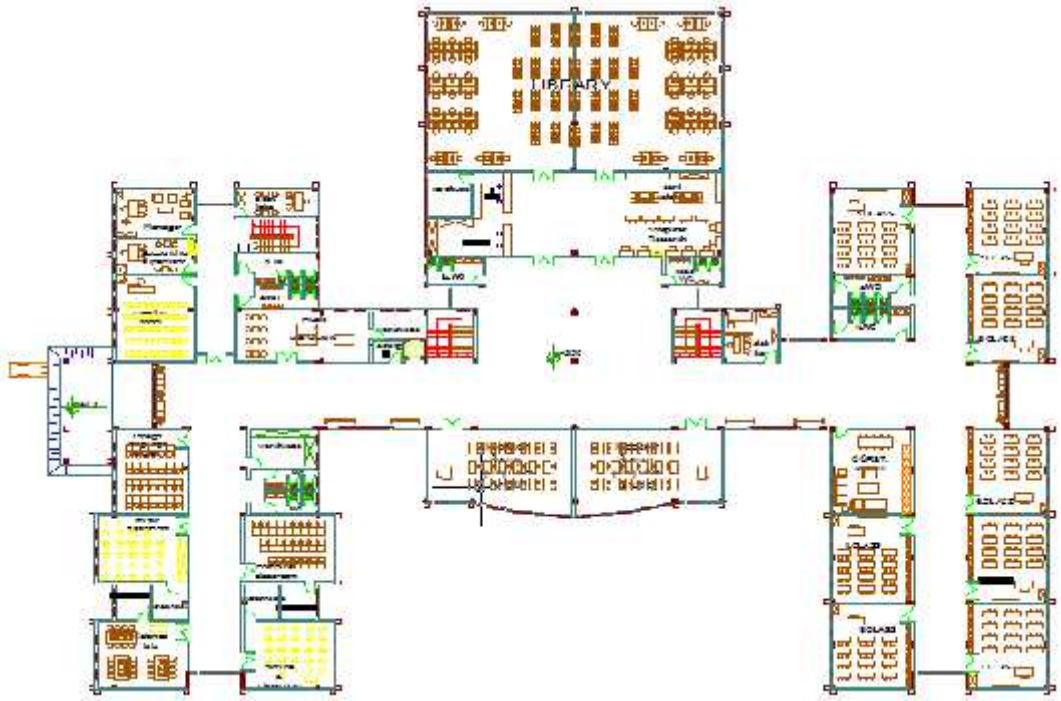
كما ان منسوب الطابق هو ٠.٥ متر فوق سطح الارض وارتفاعه ٣.٥ مترا.



الشكل (٢-٣)المسقط الأفقي للطابق الأرضي

٣.٥.٢ الطابق الاول

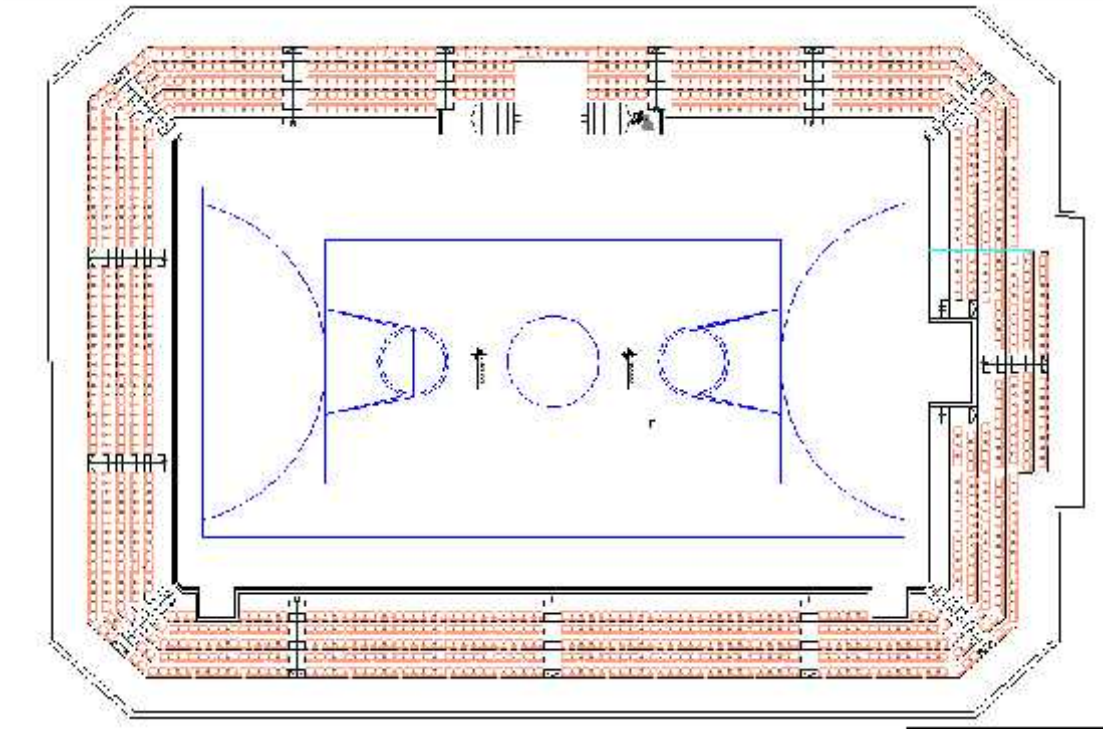
وتبلغ مساحة هذا الطابق ٢٦٢٧ متر مربعالشكل(٢-٤) ويتكون هذا الطابق ايضا من ثلاثة اقسام بينهن فواصل تمدد و يتصلن معا من الداخل بالممرات الداخلية وهو شبيه بالارضي ويحتوي ايضا على القسم الايمن من الطابق الذي يحتوي على مجموعة من الصفوف والحمامات اما القسم الايسر فيحتوي مكتب اداري و غرفة اجتماعات و مختبر حاسوب وقاعة موسيقى ومختبر علمي وقاعة تعليم اللغات الاجنبية وغرفة للمعلمين، اما القسم الاوسط فيتكون من المكتبة وحواسيب خاصة للبحث العلمي وقاعتين للعرض وساحة. ومدخلهامن الادراج الثلاثة والمصعد،كما ان منسوب الطابق هو ٤ متر فوق سطح الارض وارتفاعه٣.٥ مترا.



الشكل(٢-٤) المسقط الافقي للطابق الاول

٤.٥.٢ الملعب المغطى بالمعدن

تبلغ مساحة هذا الملعب حوالي ٢٣٣٣ متر مربع ويحتوي بداخله على مدرج و عدة مداخل رئيسية و فرعية الشكل(٢-٥) ومنسوب ارضية الملعب على مستوى سطح الأرض ويبلغ ارتفاعه عند اخفض نقطة عند الغطاء المعدني ١٣.٧ متر وعند اعلى نقطة ١٨ مترا .



الشكل(٢-٥) المسقط الافقي للملعب

٥.٥.٢ غرف الامن

هي عبارة عن ثلاث غرف منتشرة على المداخل الثلاثة للمدرسة وتتراوح مساحاتها من ٤ متر مربع الى حوالي ٩ متر مربع.

٦.٢ وصف الواجهات

١.٦.٢ الواجهة الجنوبية الغربية

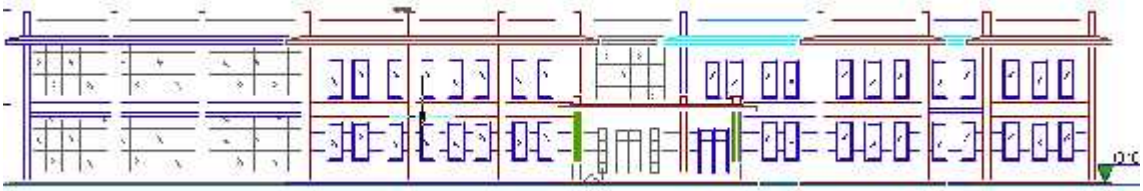
تعتبر هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية للمبنى الشكل(٢-٦)،ويظهر فيها الجمال المعماري حيث تتكون هذه الواجهة من واجهات حجرية وواجهات زجاجية بالاضافة الى الاشرعة باللون البني ويتجلى الجمال

المعماري في تباين الالوان وحداثة التصميم ، كما ويظهر في هذه الوجهة مستوى واحد ، وعلى المستوى ٠.٥ متر يظهر المدخل الرئيسي وعلى الجانب مدخل الموظفين.

الشكل(٢-٦) الواجهة الشمالية للمبنى الرئيسي

٢.٦.٢ الواجهة الشمالية الغربية

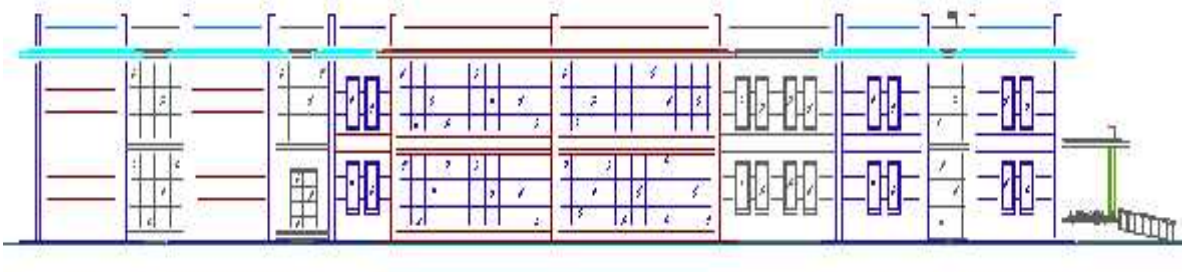
يظهر في هذه الواجهة التنوع في استخدام المواد الانشائية الشكل(٢-٧)، حيث يوجد واجهات حجرية وزجاجية بالاضافة الى استخدام اعمدة خارجية كمناظر معمارية جمالية فقط.



الشكل(٢-٧) الواجهة الجنوبية للمبنى الرئيسي

٣.٦.٢ الواجهة الشمالية الشرقية

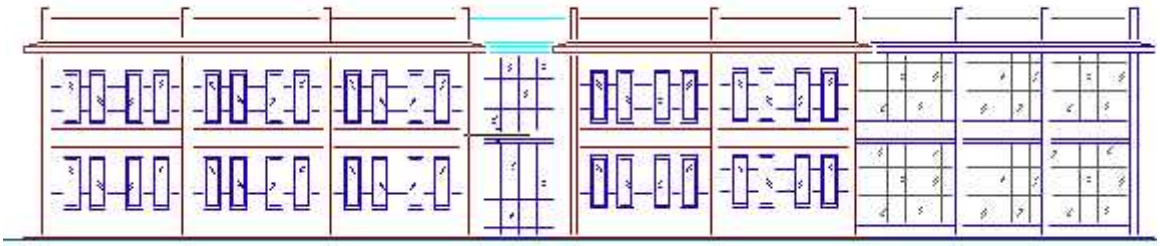
يمكننا من هذه الواجهة رؤية الواجهات الحجرية والزجاجية ويظهر ايضا على اليمين مدخل الموظفين وفي اعلاه غطاء للشمس والمطر الشكل(٢-٨).



الشكل(٢-٨) الواجهة الشرقية للمبنى الرئيسي

٤.٦.٢ الواجهة الجنوبية الشرقية

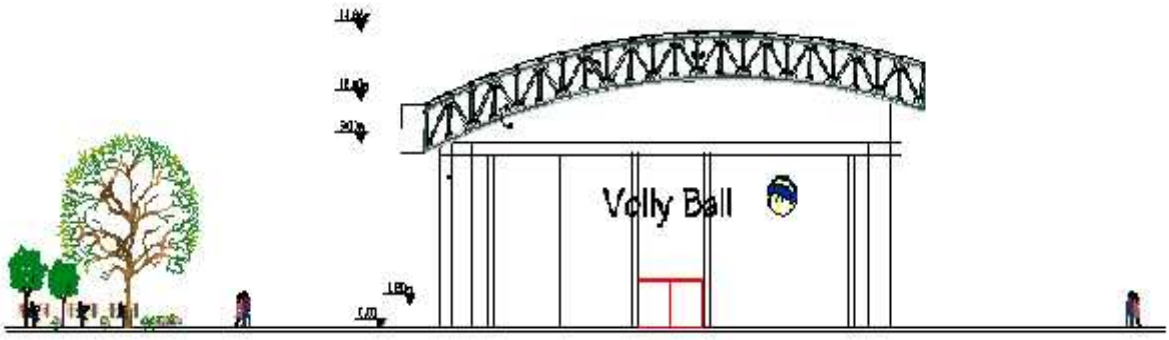
في هذه الواجهة الشكل (٢-٩) كما تظهر الواجهات الحجرية اكثر من الواجهات الزجاجية ويظهر التنوع في استخدام المواد الانشائية, كما يظهر الجمال المعماري الناتج عن الاعمدة المعمارية الخارجية في هذه الواجهة بوضوح.



الشكل(٢-٩) الواجهة الغربية للمبنى الرئيسي

٥.٦.٢ الواجهة الشمالية الغربية للملعب

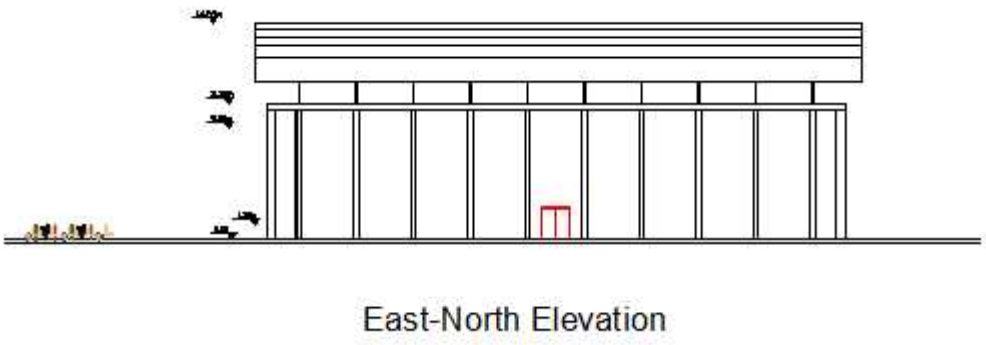
يظهر في هذه الواجهة المدخل الرئيسي للملعب ويظهر المواد المستخدمة في بناء الواجهة وهي الحجر و يظهر ال(truss) في الاعلى مع فتحة اسفله للتهوية,كما في الشكل(٢-١٠).



الشكل(٢-١٠) الواجهة الشمالية الغربية للملعب

٦.٦.٢ الواجهة الشمالية الشرقية للملعب

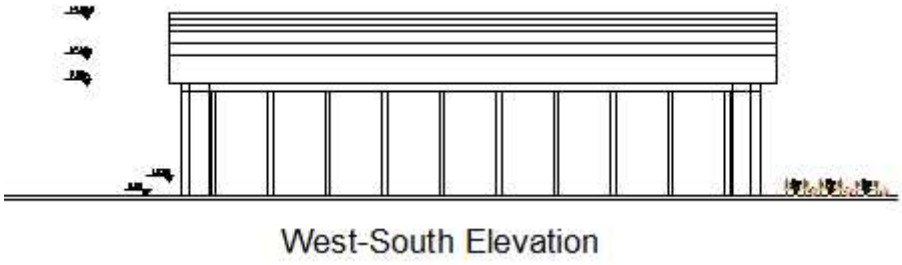
يظهر في هذه الواجهة فقط الواجهة الحجرية وفي الوسط احد المداخل الرئيسية من اتجاه المدرسة وهي الاعلى تظهر الصفائح المعدنية التي تعلو ال(truss) الشكل(٢-١١).



الشكل(٢-١١) الواجهة الشمالية الشرقية للملعب

٧.٦.٢ الواجهة الجنوبية الغربية للملعب

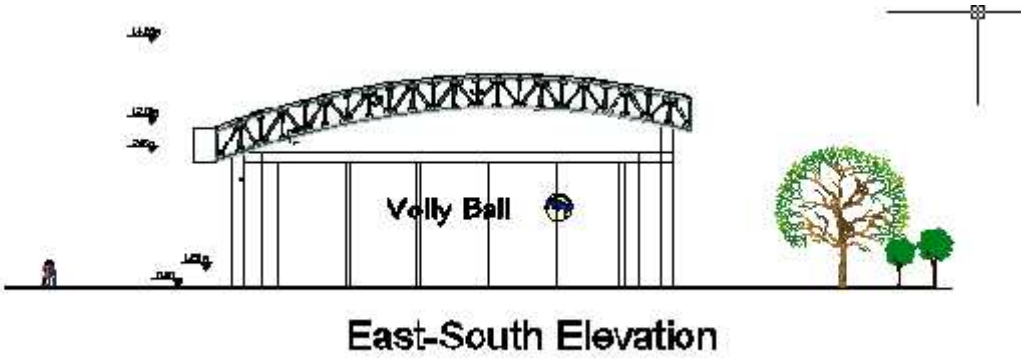
يظهر في هذه الواجهة فقط الواجهة الحجرية وفي الوسط احد المداخل الرئيسية من اتجاه المدرسة وفي الاعلى تظهر الصفائح المعدنية التي تعلو ال(truss) الشكل(٢-١٢).



الشكل(٢-١٢) الواجهة الجنوبية الغربية للملعب

٨.٦.٢ الواجهة الجنوبية الشرقية للملعب

يظهر فيها الواجهة الحجرية و يظهر ال(truss) في الاعلى مع فتحة اسفله للتهوية،كما في الشكل(٢-١٣).



الشكل(٢-١٣) الواجهة الجنوبية الشرقية للملعب

الفصـــــل الثالث

الوصف الإنشائي

3

١.٣ المقدمة.

٢.٣ هدف التصميم الإنشائي.

٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائيةفي المبنى.

٤.٣ العناصر الإنشائية.

١.٣ مقدمة

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

٢.٣ هدف التصميم الإنشائي

يهدف التصميم الإنشائي بشكل أساسي إلى إنتاج منشأ متين ومتزن من جميع النواحي الهندسية الإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال ميتة وحية وأيضا أحمال بيئية من تأثير الزلازل والرياح والثلوج. وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

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

٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائيةفي 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.

١.٣.٣الأحمال

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

٢.٣.٣الأحمال الميتة

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

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	البلاط	٢٣
2	المونة	٢٢
3	الخرسانة المسلحة	٢٥
4	الطوب	١٠
5	القصارة	٢٢
٦	الرمل	١٦

الجدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

٣.٣.٣ الأحمال الحية

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

١. أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.
٢. الأحمال الديناميكية، كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة .
٣. الأحمال الساكنة، والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر، كأثاث البيوت ، والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة، والمواد المخزنة و الأثاث والأجهزة والمعدات، والجدول (٣-٢) يبين قيمة الأحمال الحية اعتمادا على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني.

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	المخازن	5.0
2	الممرات والادراج	3.0
3	المطاعم وصالات	5.0
4	منصات المسرح	7.5
5	القاعات التدريسية	3.0

الجدول (٣-٢) الأحمال الحية

٤.٣.٣ الأحمال البيئية

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

١. الرياح

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

٢. الثلوج

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

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

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

الجدول (٣-٣): قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

علو المنشأ عن سطح البحر (H) (بالمتر)	أحمال الثلوج (KN /M²)
h< 250	0
500 > h > 250	(h-250) /1000
1500 > h > 500	(h-400) / 400
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250

الجدول (٣-٣) : أحمال الثلوج

٣. الزلازل

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

العناصر الإنشائية

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

١.٤.٣ العقدات

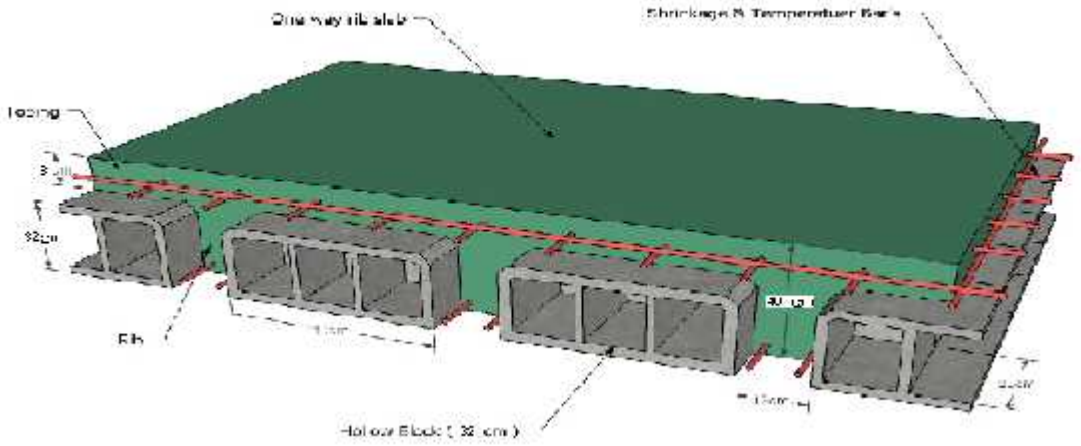
هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة، دون تعرضها إلى تشوهات.

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

- البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :
- عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab) .
- عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

١.١.٤.٣عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):

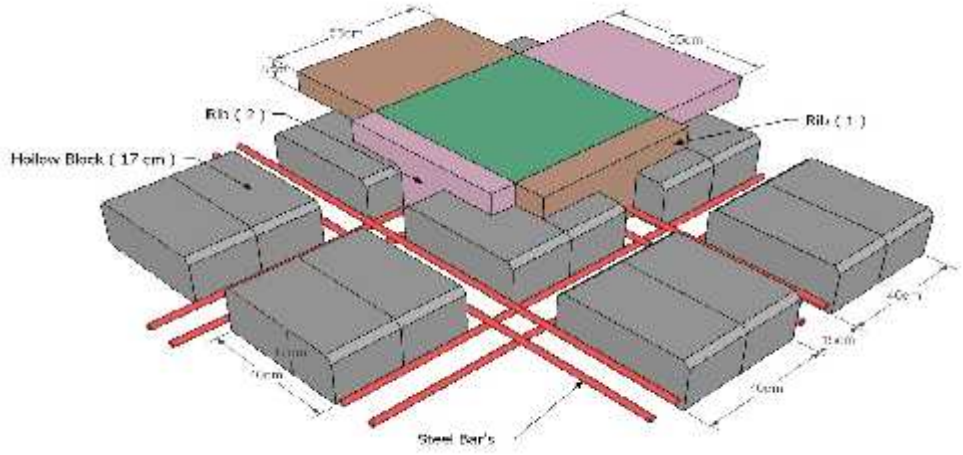
تتميز بخفة وزنها و فعاليتها.



الشكل (٣-١): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

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

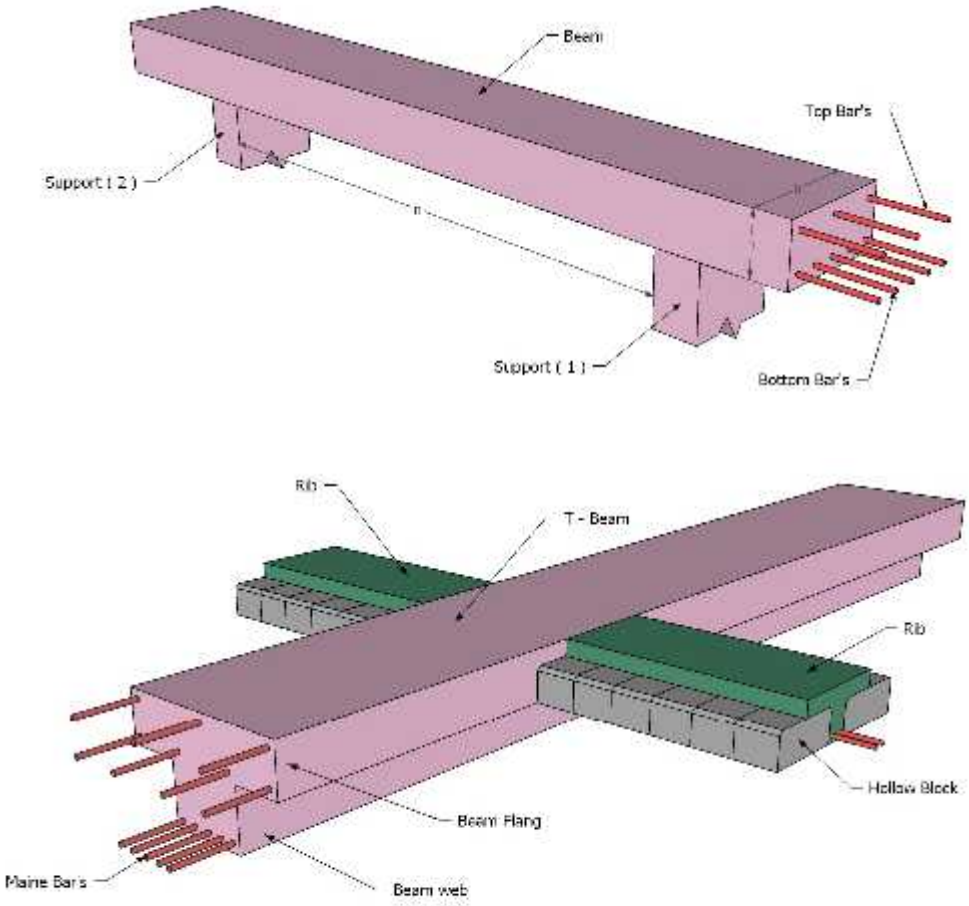
و هذا النوع لم يتم استخدامه في عقدات المبنى المختلفة ، و الشكل التالي يبين العقدات ذات الإتجاهين و تكوينها الانشائي.



الشكل (٣-٢): عقدات العصب ذات الاتجاهين.

١.٤.٣ الجسور:

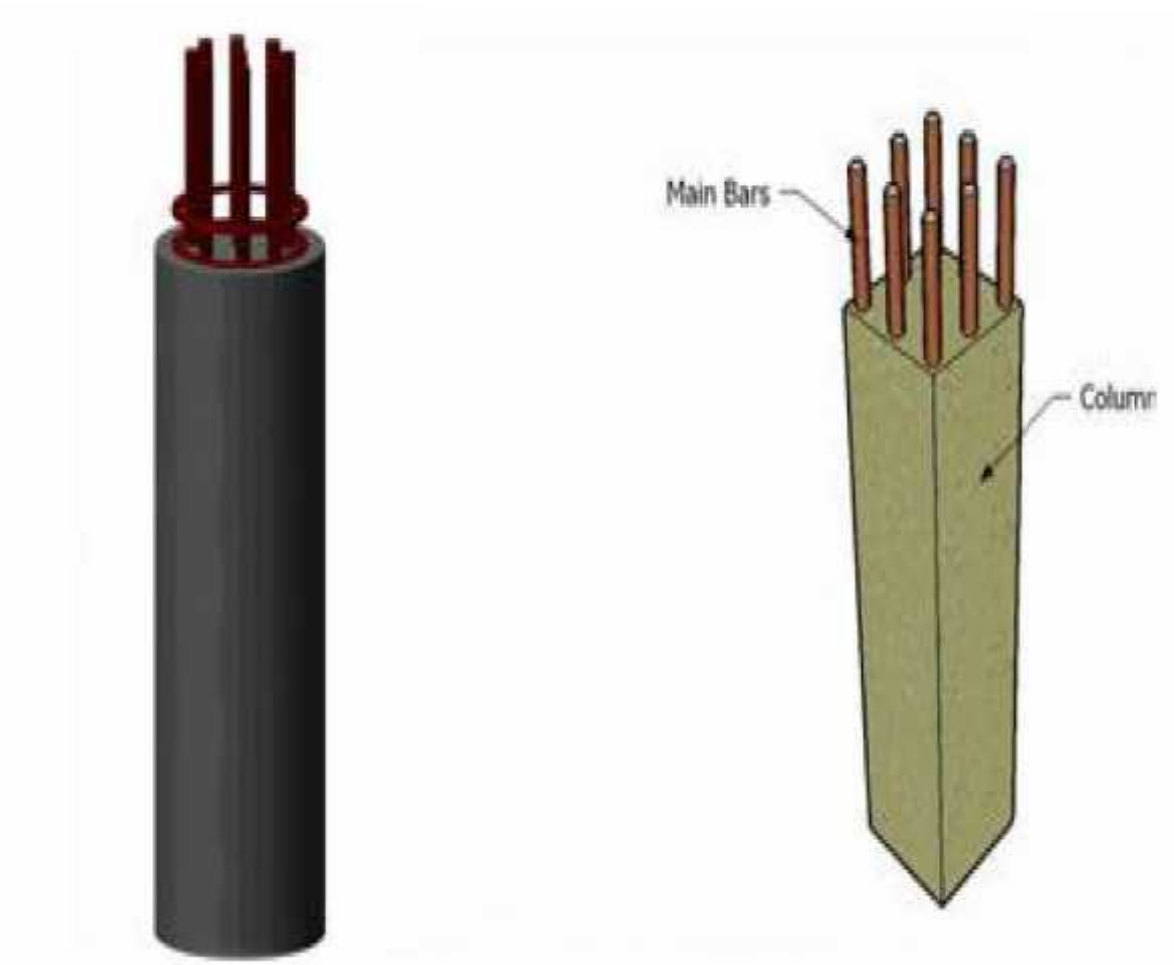
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ،وهي نوعين، **جسور مسحورة** (مخفية داخل العقدات) **والجسور المدلاة** "Dropped Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، **وفي المشروع سنقوم باستخدام الجسور المسحورة والجسور المدلاة حسب الاحمال الواقعة على الجسر وكذلك حسب الفضاءات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



الشكل (٣-٣) أشكال الجسور المدلاة و المحورة.

٣.٤.٣ الأعمدة:

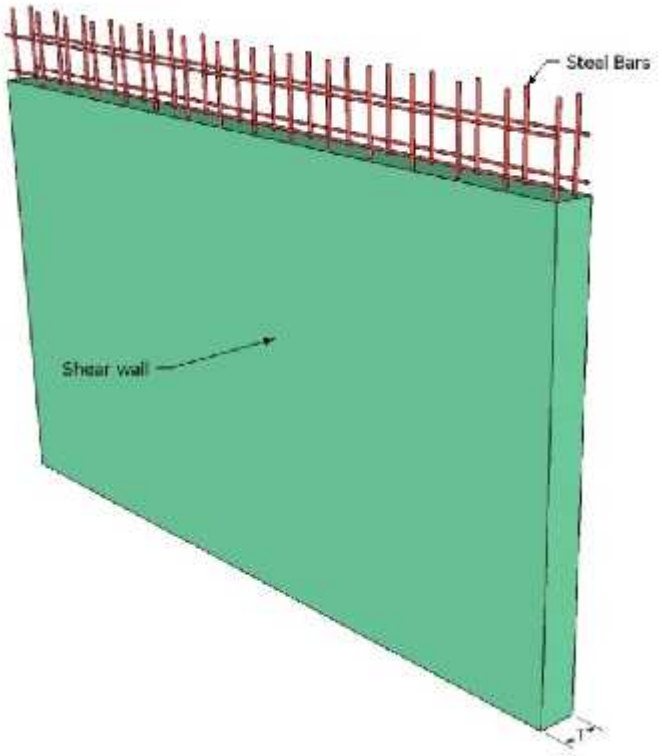
تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ،و هي متنوعة من حيث المقطع وطريقة العمل.



الشكل (٣-٤): احدى أشكال الأعمدة.

٤.٤.٣ الجدران الحاملة (جدران القص):

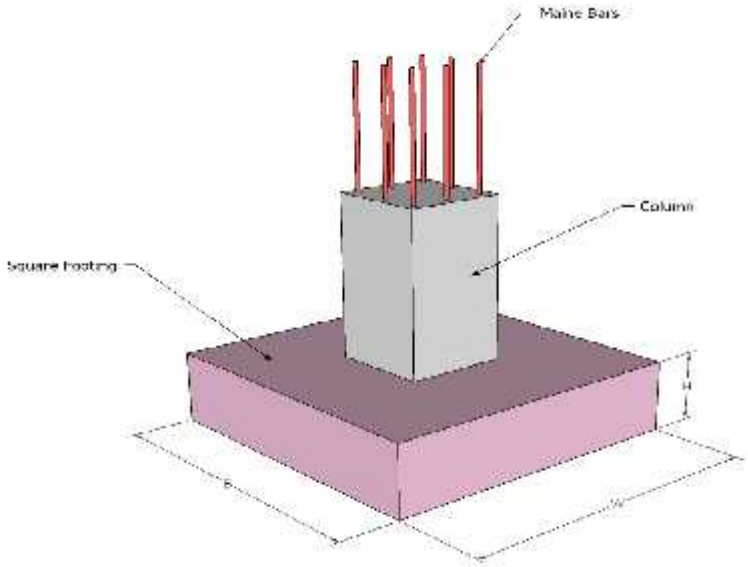
وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها **وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة** الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها **المبنى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



الشكل (٣-٥): جدار القص.

٥.٤.٣ 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.

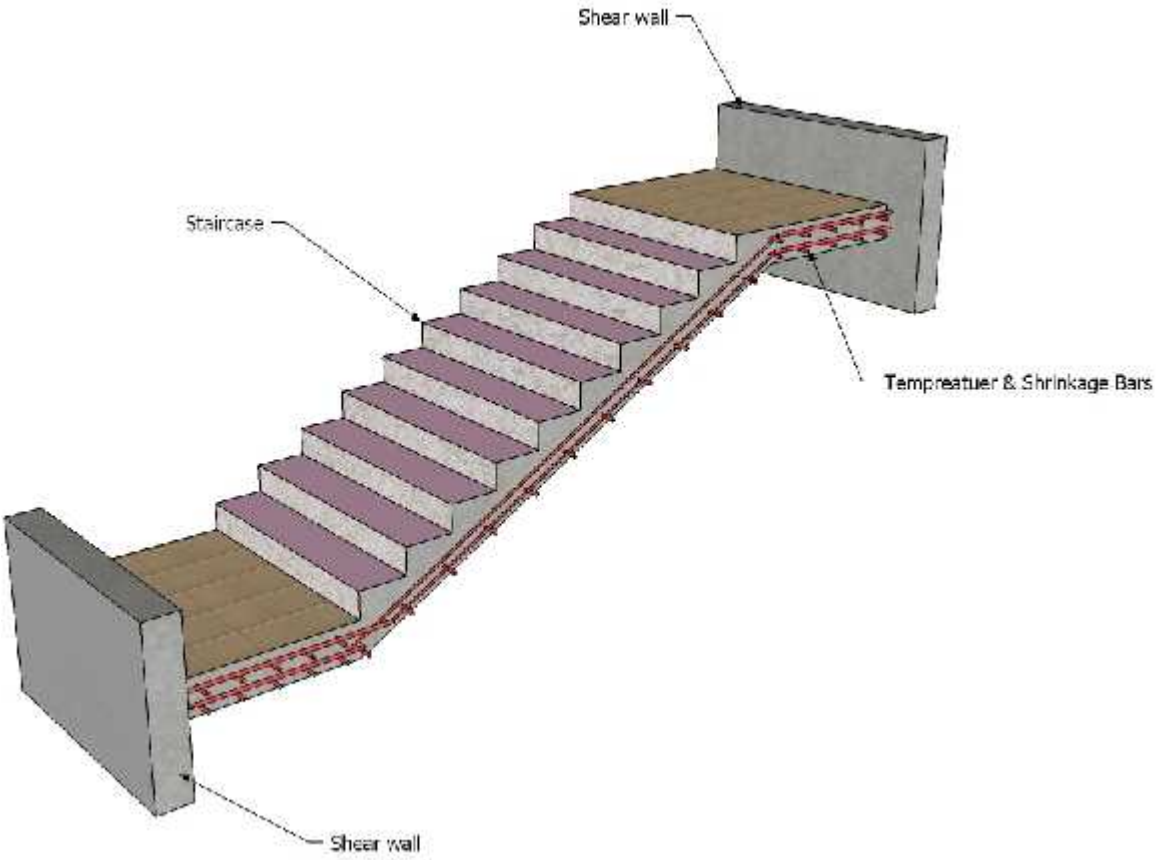


الشكل (٣-٦) : الأساس المفرد

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.

٦.٤.٣ الأدراج:

عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسيب، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح والشكل (٣-٧) يبين مقطع علم للدرج.



الشكل (٣-٧): الدرج .

٧.٤.٣ جدران التسوية (Basement Wall):

وجود القبو في هذا المشروع ، ادى الى استخدام نوع خاص من الجدران وهو جدران التسوية ، وهذا الجدار يتكون من الخرسانة المسلحة، وهو عبارة عن جدار حامل للعناصر الإنشائية فوقه.

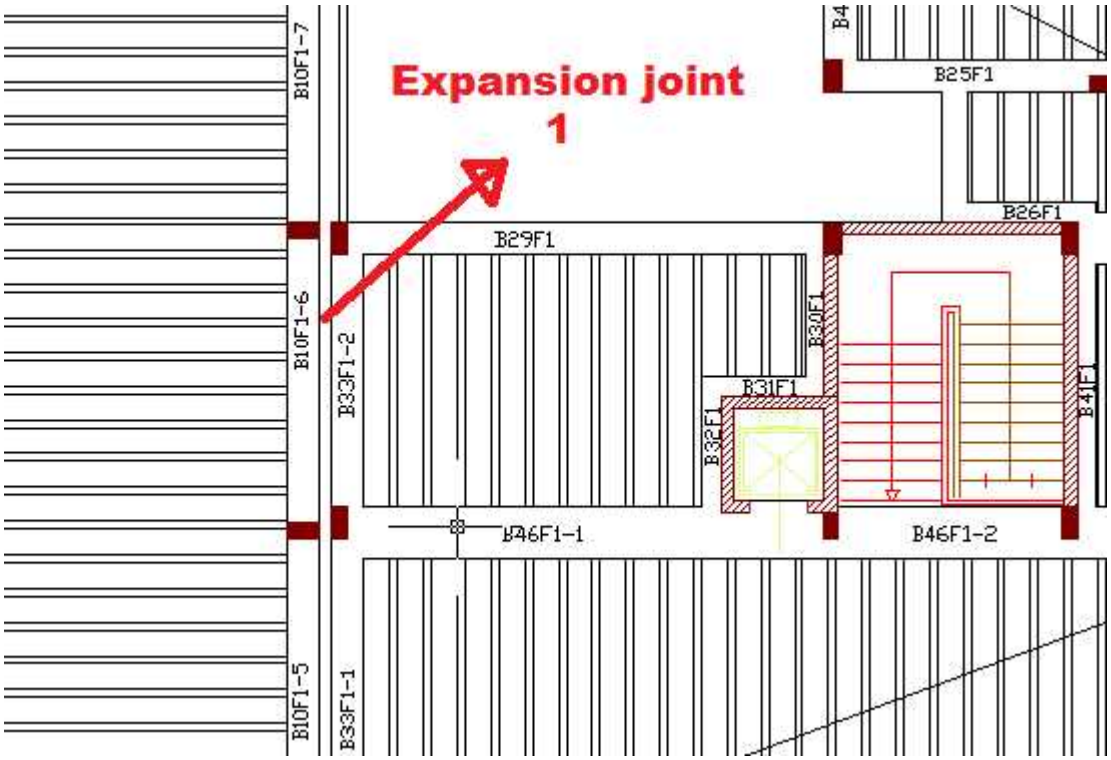
الشكل (٣-٨) جدار التسوية.

٣.٤.٨ فواصل التمدد (Expansions Joints):

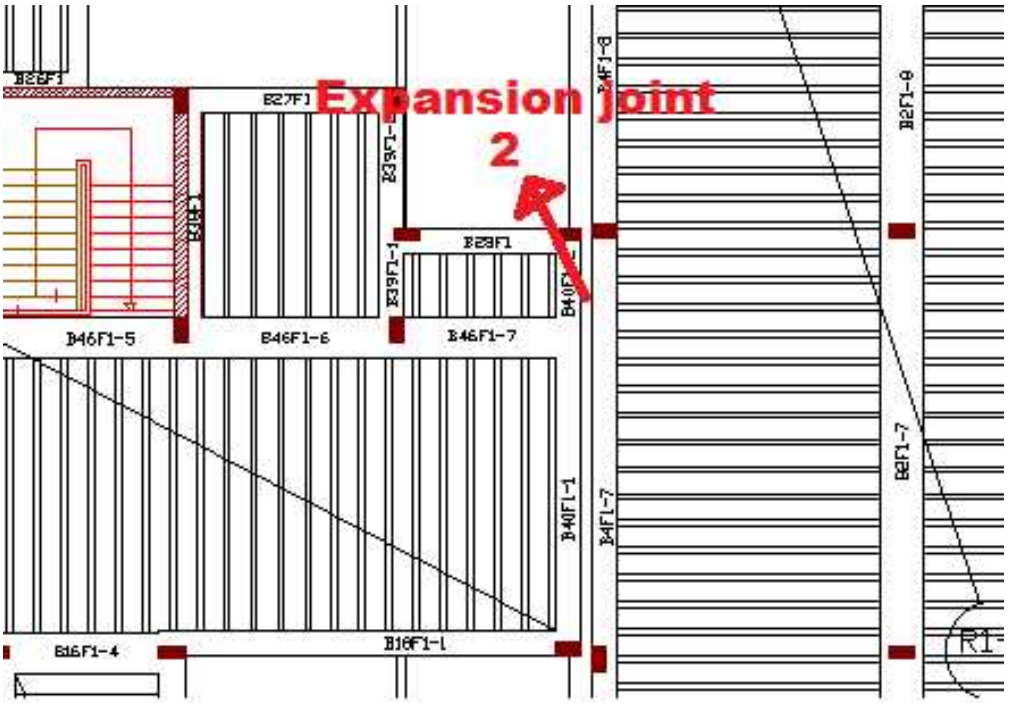
يمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشات العادية كما يلي :

- من ٤٠ إلى ٤٥ م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .
- من ٣٠ إلى ٣٥م 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 (٣-٩) فاصل التمدد بالمبنى



الشكل (٣-١٠)فاصل التمدد بالمبنى

Chapter 4

Structural Analysis & Design

4

4.1 Introduction.

4.2 Determination of Slab Thickness.

4.3 Determination of Factored Load.

4.4 Design of Topping.

4.5Design of one way Ribbed slab.

4.6 Design of Tow way Ribbed slab.

4.7Design of Tow way Solid slab for well.

4.8 Design of Beam(2, G).

4.9 Design of Beam (36, F1).

4.10 Design of Short Column.

4.11 Design of Isolated Footing.

4.12Design of Strip Footing.

4.13 Design of Mat Foundation for Well.

4.14 Design of Well Wall.

4.15 Design of Stairs.

4.16Design of Shear wall (W26).

4.1 Introduction

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

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

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

So, in this project, there are Two types of slabs: One way solid slab, one way ribbed slab. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer program called "ATIR- Soft ware " to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs and by using the previous program and Etabs, Safe, and “STAAD pro” to find the internal forces, deflections and moments for the all structural element in order to design it. And programs to find the internal forces, deflections and moments for One way solid slab, and then handle calculation would be made to find the required steel for all members.

The design strength provided by a member, its connections to other members, and its cross – sections in terms of flexure, and load, shear, and torsion is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI-318-08code.

4.2 Determination of Slab Thickness

Figure (4-1): Ground Floor Slab.

Determination of Thickness for One Way Ribbed Slab:

According to ACI-Code-318-08, the minimum thickness of nonprestressed 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 (eq. 4.1)

= 585/18.5 = 31.6 cm.

h_{min} for both-end continuous = L2/21 (eq. 4.2)

= 570/21 = 27.1 cm

select h = 32cm with 24 cm block and 8cm topping For all one way ribbed slabs.

Determination of Thickness for Two Way Rib Slab:

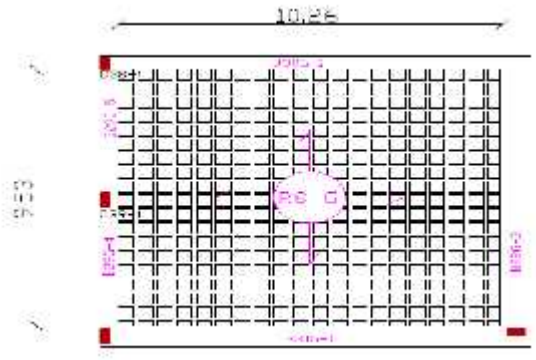
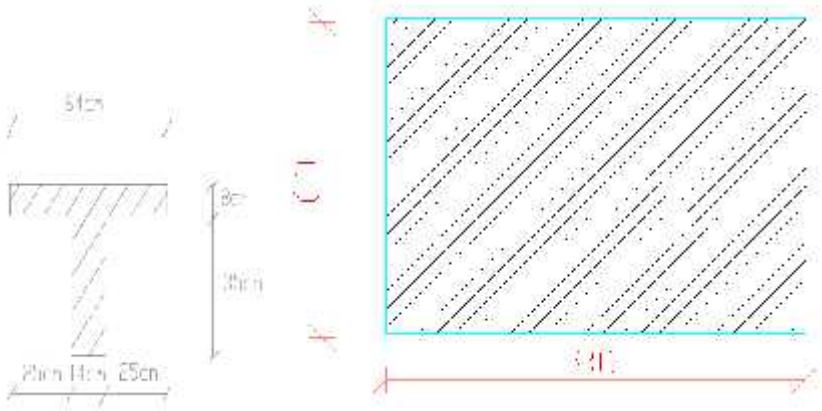


Figure (4-2): two way rib slab.



$$\bar{Y} = \frac{\sum AY}{\sum A} \qquad \text{(eq. 4.3)}$$

$$\bar{Y}rib = \frac{8*64*4+14*35*25.5}{8*64+14*35} = 14.51cm$$

$$I_{rib} = \frac{64\times 8^3}{12} + \frac{14\times 35^3}{12} + 8*64*10.51^2 + 14*35*10.99^2$$

$$I_{rib} = 168489.3cm^4 / b = 16.849*10^{-4} m^2 / rib$$

$$\bar{Y}beam = 30cm$$

$$I_{b1} = \frac{1}{12} * 0.8 * (0.6)^3 = 14.4*10^{-3} m^4$$

$$I_{s1} = \frac{16.849 \times 10^{-4}}{0.64} \times 10.26 = 270.1 \times 10^{-4} m^4$$

$$I_{s2} = \frac{16.849 \times 10^{-4}}{0.64} \times 9.53 = 250.9 \times 10^{-4} m^4$$

$$\sim_1 = \frac{I_b}{I_{s1}} = \frac{14.4 \times 10^{-3}}{270.1 * 10^{-4}} = 0.53$$

$$\sim_2 = \frac{I_b}{I_{s1}} = \frac{14.4 \times 10^{-3}}{250.9 \times 10^{-4}} = 0.57 \qquad \text{(eq. 4.4)}$$

$$\sim_{fm} = \frac{\sim_1 + \sim_2}{2} = \frac{0.53 + 0.57}{2} = 0.55 \qquad \text{(eq. 4.5)}$$

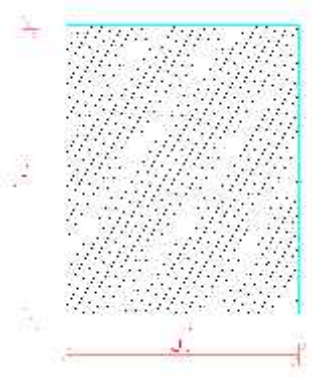
$0.2 < \sim < 2 \Longrightarrow 0.2 < 0.55 < 2$

According to ACI-code**:**

$$h_m = \frac{\ln(0.8 + fy/1400)}{36 + 5\ (\sim_{fm} - 0.2)} \text{ ACI-318-02 (Eq: 4.6)} \quad = \frac{L_a}{L_b} = \frac{10.26}{9.53} = 1.077$$

(eq. 4.7)

$$h_m = \frac{10.26 * (0.8 + 420/1400)}{36 + 5 * 1.077(0.55 - 0.2)} = 0.298m < 0.43m$$



$$I_{b1} = \frac{1}{12} * 0.5 * (0.6)^3 = 90 * 10^{-4} m^4$$

$$I_{s3} = \frac{16.849 \times 10^{-4}}{0.64} \times 5.13 = 135 \times 10^{-4} m^4$$

$$I_{s4} = \frac{16.849 \times 10^{-4}}{0.64} \times 4.765 = 125.45 \times 10^{-4} m^4$$

$$\sim_1 = \frac{I_b}{I_{s3}} = \frac{9\times10^{-3}}{135*10^{-4}} = 0.66$$

$$\sim_2 = \frac{I_b}{I_{s1}} = \frac{9\times10^{-3}}{125.45\times10^{-4}} = 0.71 \qquad \text{(eq. 4.4)}$$

$$\sim_{fm} = \frac{\sim_1 + \sim_2}{2} = \frac{0.66+0.71}{2} = 0.69 \qquad \text{(eq. 4.5)}$$

$$0.2 < \sim < 2 \Longrightarrow 0.2 < 0.69 < 2$$

According to ACI-code**:**

$$h_m = \frac{\ln(0.8 + fy/1400)}{36 + 5\ (\sim_{fm} - 0.2)} \qquad \text{ACI-318-02 (Eq: 4.6)}$$

$$= \frac{L_a}{L_b} = \frac{10.26}{9.53} = 1.077 \qquad \text{(eq. 4.7)}$$

$$h_m = \frac{10.26*(0.8+420/1400)}{36+5*1.077(0.69-0.2)} = 0.29m < 0.43m$$

Select for two way rib slab in ground floor, The Thickness Rib Slab = 43 cm with Bomus block 35cm & Topping 8cm.

4.3 Determination of factored Load

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

$$qu = 1.2D.L + 1.6L.L\ . \qquad \text{(eq. 4.8)}$$

4.3.1 Determination of Dead load

One - way ribbed slab.

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

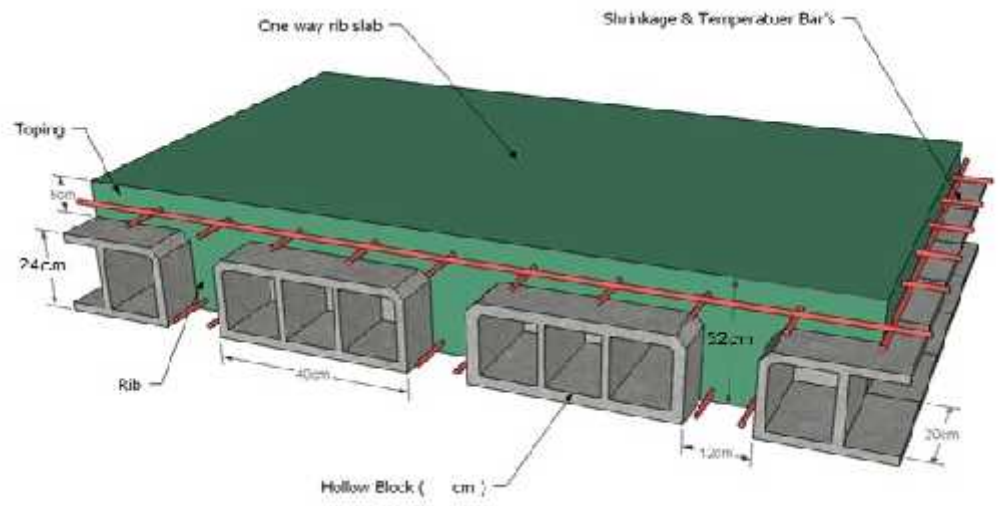


Fig. (4-3) One way ribbed slab

Effective Flange width (b_E) *ACI-318-11 (8.10.2)*

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

b_E = L / 4 = 2.50 / 4 =62.5 cm

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

b_E =52 cm Control

b_E For T-section = 52 cm .

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

Table (4 – 1) Calculation of the total dead load for one way rib slab.

No.	Parts of Rib	Calculation
1	Tiles	0.03*23*0.52 = 0.3588 KN/m
2	Morter	0.03*22*0.52 = 0.343 KN/m
3	Coarse Sand	0.07*17**0.52 = 0.619 KN/m

4	**Topping**	**0.08*25*0.52 = 1.04 KN/m**
5	**RC. Rib**	**0.24*25*0.12 = 0.72 KN/m**
6	**Hollow Block**	**0.24*10*0.4 = 0.96 KN/m**
7	**Partitions**	**2.3*0.52 = 1.196 KN/m**
		5.24 KN/m/rib

***R1, G is a roof slab rib i.e. there is no tiles and mortar.**

Nominal Total Dead Load:

D.L. $_{total}$ = 0.3588 + 0.343 + 0.619 + 1.04 + 0.72 + 0.96 + 1.196 =5.24 KN/m of rib

Live load = 5 * 0.52 = 2.6 KN/m of rib

4.3.2 Determination of factored dead & live load

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*5.383 = 6.46 KN/m of rib.

Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*2.6 = 4.16 KN/m of rib.

4.4Design of Topping:

Used fy = 420 MPa & fc' = 24 MPa

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

Table (4 – 2) Calculation of the total dead load for topping.

No.	Parts of Rib	Calculation		
1	Tiles	0.03*23*1 = 0.69 KN/m		
2	Morter	0.03*22*1 = 0.66 KN/m		
3	Coarse Sand	0.07*17*1 = 1.19 KN/m		
4	Topping	0.08*25*1 = 2.0 KN/m		
5	Partitions	2.5*1 = 2.5 KN/m		
			6.84	KN/ m

Live Load Calculation 5*1 = 5 KN/m

Total Factored Loads:

$W_u = (1.2 * 6.84) + (1.6 * 5) = 16.21$ KN/m^2

Assume slab fixed at supported points (ribs):

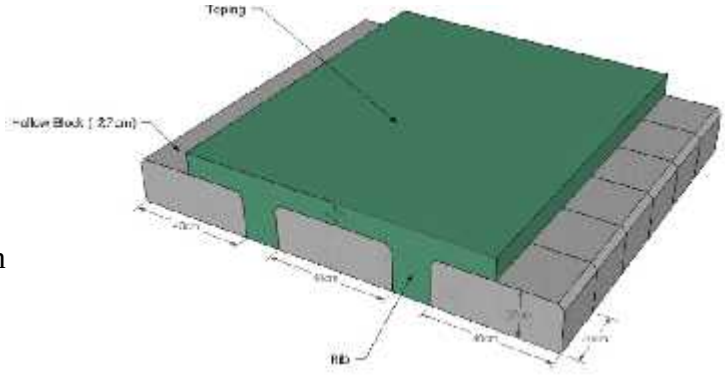


Fig. (4-4) Toping of slab

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12} \quad \text{(eq. 4.9)}$$

$$M_u = \frac{16.21 * 0.4^2}{12} = 0.216 \text{ KN.m/m of strip width}$$

$$f_c' = 24 \text{ (Mpa)}$$

$$fr = 0.42 \times \sqrt{fc'}(MPa) \quad \text{ACI-318-02 (eq. 4.10)}$$

$$fr = 0.42 \times \sqrt{24}(MPa) = 2.06\,MPa$$

$$= 2.06 \times 10^{-3} \times 10^{6} = 2060\,KN/m^2$$

$$S_m = \frac{bh^2}{6} = \frac{1.00 \times (0.08^2)}{6} = 1.06 \times 10^{-3}\,m^3 \quad \text{(eq. 4.11)}$$

$$M_n = f_r * S_m \quad \text{(eq. 4.12)}$$

$$M_n = 2060 * 1.06 \times 10^{-3} = 2.184 \text{ KN.m}$$

$\Phi M_n = 0.55 * 2.184 = 1.201$ KN.m

Where $\Phi = 0.55$ …… for plain concret .

Φ Mn = 1.201 KN.m >> Mu = 0.216 KN.m

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

For the shrinkage and temperature reinforcement:

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

$As = \rho * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144\ mm^2/1m$ (eq. 4.13)

Try bars Φ 8 with As = 50.27

Bar numbers $n = \frac{As}{As¤8} = \frac{144}{50.27} = 2.87$

Take 3 Φ 8 with As = 150.8 mm²/m strip or Φ 8 @ 300mm

In both direction step (S) is the smallest of :-

1) 3h = 3*80=240mm……controls (eq. 4.14)

2) 450mm

3) $s = 380\left(\frac{280}{fs}\right) - 2.5Cc = 380\left(\frac{280}{\frac{2}{3}\times 420}\right) - 2.5\times 20 = 330\ mm$ but (eq. 4.15)

$$s \le 300\left(\frac{280}{fs}\right) = 300\left(\frac{280}{\frac{2}{3}\times 420}\right) = 300mm \quad \text{(eq. 4.16)}$$

4) Take Φ 8 @200mm in both direction S= 200mm<Smax =240mm

4.5Design of one way Rib ((R1-G) at groundslab):

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

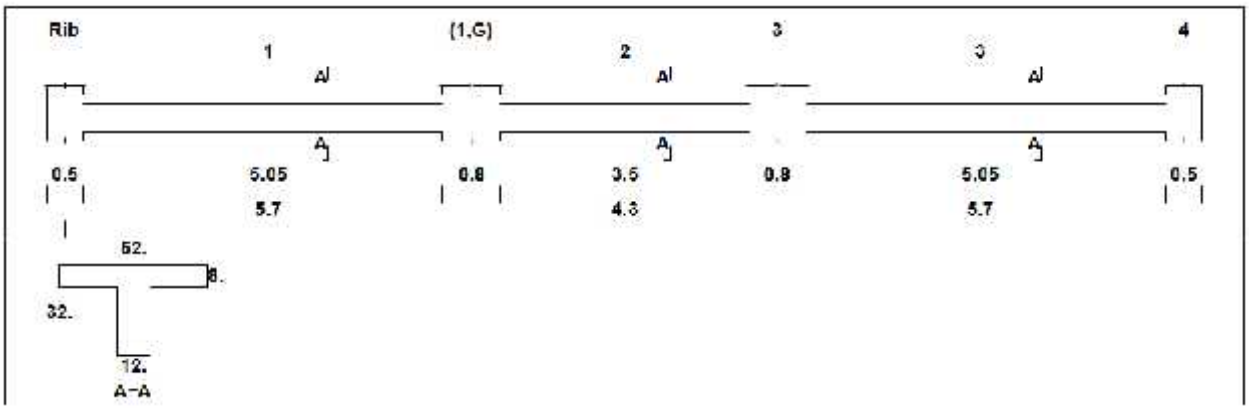


Fig. (4 - 5) spans diagram for rib (1, G)-(KN.m).

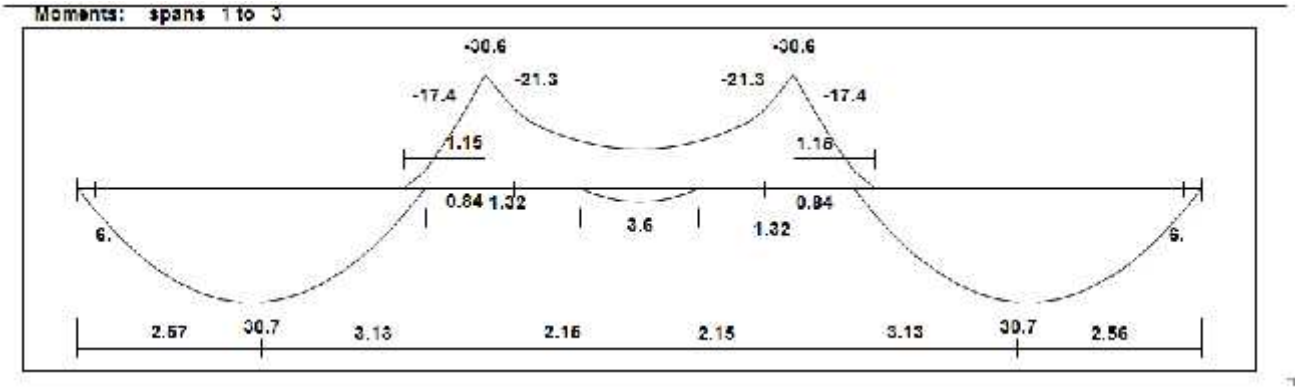


Fig. (4 - 6) Moment diagram for rib (1,G)-(KN.m).

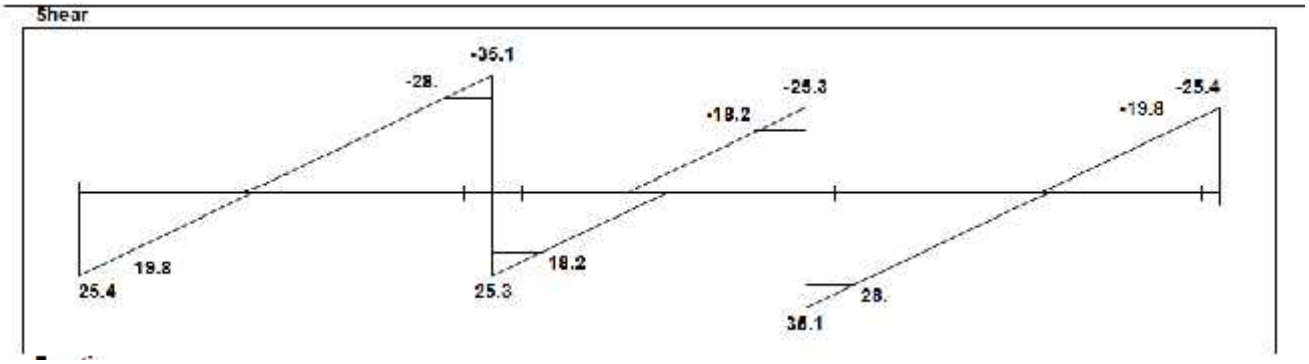


Fig. (4 - 7) Shear diagram for rib (1,G)-(KN)

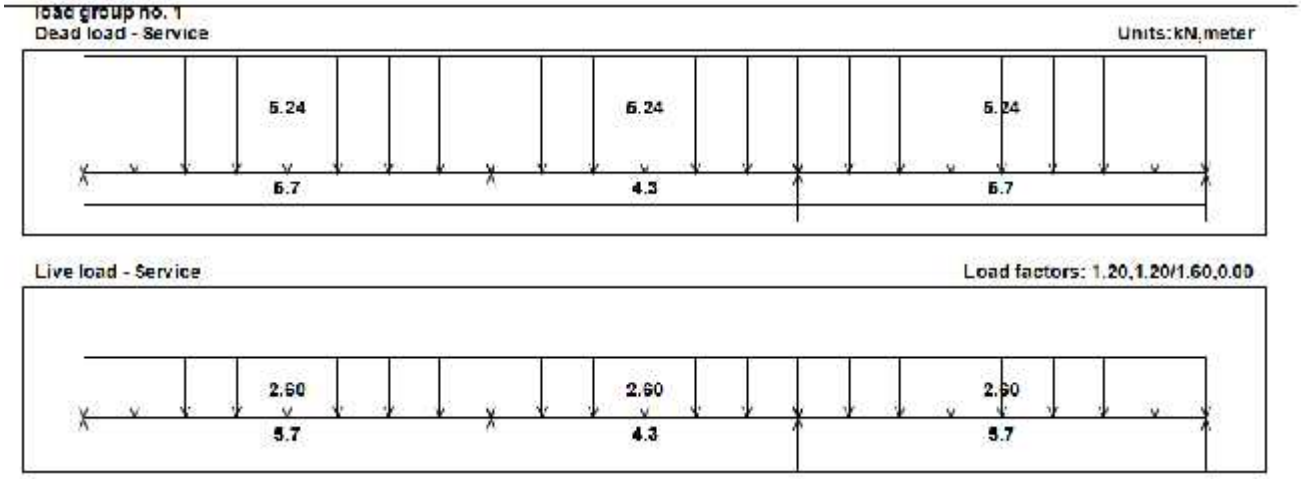


Fig. (4 - 8) Dead and Live loads diagram for rib (1,G)-(KN)

4.5.1 Design of Positive Moment for (Rib 1, G): (Mu=30.7 KN.m)

» Use M_u max positive for span =30.7 kN.m

Use Ø 10:

d = h – cover - d/2 = 320 – 20 –8 _ (10/2) = 287 mm

Check if a > h_f

M_{nf} = 0.85 *fc* b h_f (d – h_f/2) = 0.85*24*520*80(287 - 80/2)* 10^{-6} (eq. 4.17)

M_{nf} = 209.61 KN.m > M_u/ Ø = 30.7/0.9=34.11 KN.m ➔ a<h_f

» This section will be designed as rectangular section with b = 520 mm

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.58 \qquad \text{(eq. 4.18)}$$

$$Rn = \frac{Mu}{¤bd^2} = \frac{30.7 * 10^6}{0.9 * 520 * 287^2} = 0.796\ MPa \qquad \text{(eq. 4.19)}$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 0.796}{420}}\right) = 0.0019337$$

A_S = 0.0019337*520*287 = 288.58 mm2 (eq. 4.20)

Check for As min

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \qquad \textit{ACI-318 (10.5.1)}\ \text{(eq. 4.21)}$$

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(287) = 100.42 mm^2$$

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) \qquad \text{(eq. 4.22)}$$

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{420}(120)(287) = 114.8 mm^2 \quad \text{controls}$$

As_{req} = 288.58 mm^2 > As_{min} = 114.8 mm^2 O.K

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 288.5/153.94 = 1.87 * Note $A_{\Phi 14}$ = 153.94 mm^2

Select bottom bars 2Φ14

Total $As_{(provide)}$ =307.9 mm^2>$A_{s\ req}$= 287.4 mm^2 O.K

*** Check Strain:**

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a \qquad \text{(eq. 4.23)}$$

$$307.9 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$
$$a = 12.19 mm$$

$$x = \frac{a}{0.85} = 14.34 mm \qquad \text{, d=320 – 20 – 8 – 14/2 = 285 mm}$$

$$£_s = \frac{285 - 14.34}{14.34} \times 0.003 = 0.0566$$
$$£_s = 0.0566 > 0.005$$

Ok……

For any moment less than (30.7 KN.m) Use bars 2Φ14

4.5.2 Design of Negative Moment for (Rib 1,G): (Mu= - 21.3 KN.m)

Mu = - 21.3kN.m

Mn = 21.3 / 0.9 = 23.67 kN.m

Use Ø 10 and d = 287 mm

Design of T-section for negative moment as rectangular section with

(b = b_w =120 mm) .

m = 20.58

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{21.3 * (10)^6}{(120)(287)^2} = 2.394\ MPa \qquad \text{(eq. 4.19)}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 2.394}{420}}\right) = 0.00608$$

A_s = 0.00608*(120) (287) = 209.395 mm^2 > A_s min = 114.8 mm^2

Use Ø 12 with As= 113 mm^2

Of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 209.395/113= 1.85 * Note $A_{\Phi 12}$ = 113 mm^2

Select bar 2 Φ 12

Total $As_{(provide)}$ = 226mm^2 > As_{req} 209.5 mm^2 O.K

*** Check strain:**

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a \qquad \text{(eq. 4.23)}$$

$$226 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$
$$a = 38.77mm$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{38.77}{0.85} = 45.61mm$$

$$£_s = \frac{286 - 45.61}{45.61} \times 0.003 = 0.0158$$

$$£_s = 0.0158 > 0.005$$

Ok…

For any moment less than -21.3 Kn.m Use bars 2Φ12

4.5.3 Design of Shear for (Rib 1,G) :

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

Vu = 28 KN …… from Shear diagram for rib (1,G)

$$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} * bw * d \qquad \text{(eq. 4.24)}$$

$$= (0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 120*287)*1.1*10^{-3} = 23.199 \text{ KN}$$

Vu =28 KN> Φ Vc=23.199 KN

$$\Phi Vsmin \geq 0.75 (\frac{1}{3}) * bw * d = 0.75*(\frac{1}{3})*120*287*10^{-3} = 8.61 \text{ KN.} \qquad \text{(eq. 4.25)}$$

$$\Phi Vsmin \geq 0.75 (\frac{\sqrt{24}}{16}) * bw * d = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{16} * 120 * 287 *10^{-3} = 7.91 \text{ KN.}$$

ΦVsmin = 8.61 KN. (eq. 4.26)

(Φ Vc +Φ Vsmin) = 23.199 + 8.61 = 31.809KN >Vu = 28 KN

Minimum shear reinforcement is provided ($A_{v,\,min}$)

Use 2 leg Φ 8 with $A_v = 50*2 = 100 \text{ mm}^2$

$$\frac{Av}{S_{req}} \geq \frac{1}{3}\frac{bw}{fy} \qquad \text{(eq. 4.27)}$$

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

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

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

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

$$S_{\max} \le \frac{d}{2} \le 600 \Rightarrow S_{\max} = \frac{287}{2} = 143.5mm$$

Then Select $S = 14\,\text{cm} < \frac{d}{2} = 14.35.....ok$

Select 2 leg Φ 8 / 14 cm

4-6 Design of Tow way ribbed slab:

4-6-1 Dead Load Calculation for slab (R8-G):

Tiles	0.03*0.64*0.54*22 = 0.228 kN/0.64*0.54of rib
Mortar	0.02*0.64*0.54*23 = 0.159 kN/0.64*0.54of rib
Sand	0.07*0.64*0.54*17 = 0.411 KN/0.64*0.54of rib
Topping	0.08*0.64*0.54*25 = 0.691 kN/0.64*0.54of rib
Block	0.5*0.35*0.4*6 = 0.42 kN/0.64*0.54of rib
Rib	0.35*0.14*(0.64+0.4)*25 = 1.274 kN/0.64*0.54of rib
Plaster	0.02*0.64*0.54*23 = 0.159 kN/0.64*0.54of rib
partition	(1.5) (0.64) *0.54 = 0.519 kN/0.64*0.54of rib

Dead Load 3.861 kN/0.64*0.54of rib

Dead Load per unit area = 3.891 / 0.64*0.54= 11.26 KN/m^2

Live Load = 5 KN/ m^2

q_{uD} =1.2 D =11.26*1.2=13.51kN/m^2

q_{uL} = 1.6 L = 5*1.6=8 KN/m^2

q_u =21.51 KN/m^2

$bw = 14cm, h = 43cm$
$d = 430 - 20 - 8 - 16 = 386mm$

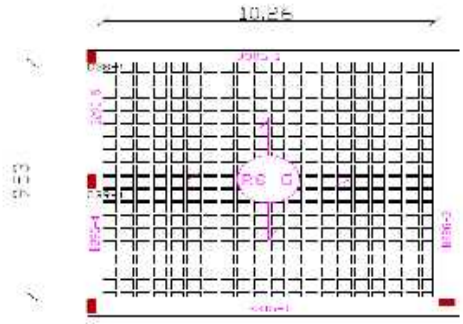


Figure (4-9): two way rib slab.

4.6.3 Design of shear:

Coefficient method:

La/ Lb = 9.53/10.26 = 0.93

From Table (12-6) :

Case (4)

W_a = 0.38 by interpolation

W_b =0.43 by interpolation

V_{ua} = q_u * La *W_a *(0.52/2) (eq. 4.28)

V_{ua} = 21.51* 9.53 *0.38 *(0.54/2) = 21.03 KN

V_{ub} = 21.51* 10.26 *0.43 *(0.64/2) = 30.37 KNcontrol

$$Vc = \frac{\sqrt{fc'}}{6} \text{ bw * d} \qquad \text{(eq. 4.24)}$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{6} \text{ *140 * 0.386 = 44.12 KN}$$

Φ Vc = 0.75 *44.12= 33.09KN

$1.1\,\Phi Vc \geq Vu$

Item 1 &2 is suitable (No shear reinforcement is required).

use 2 leg Φ 8 / 30cm c/c montage.

4-6-2 Designs of moment:

⇒ **Design of positive moment:**

La/ Lb = 9.53/10.26 = 0.93

From table (12-4)

Assume Case (4)

$C_{a,dL}$=0.0318

$C_{b,dL}$=0.0228

$$M_{a,dL} = C_{a,dL} * q_{uD} * (La)^2 \qquad \text{(eq. 4.29)}$$

$$M_{b,dL} = C_{b,dL} * q_{uD} * (Lb)^2 \qquad \text{(eq. 4.30)}$$

From table (12-5)

$C_{a,LL}$=0.0374

$C_{b,LL}$=0.0272

$$M_{a,LL} = C_{a,LL} * q_{uL} * (La)^2 \qquad \text{(eq. 4.31)}$$

$M_{b,LL} = C_{b,LL} * q_{uL} * (Lb)^2$ (eq. 4.32)

$M_{a,pos}^{+} = (M_{a,dL} + M_{a,LL}) * 0.64$ (eq. 4.33)

$=\{(0.031*13.51*(9.53)^2) + (0.0374*8*(9.53)^2)\} * 0.64 = 41.73$ KN.m / rib

$M_{b,pos} = (M_{b,dL} + M_{b,LL}) * 0.64$ (eq. 4.34)

$=\{(0.0228*13.50*(10.26)^2) + (0.0272*8*(10.26)^2)\} * 0.64 = 35.41$ KN.m / rib

$M_{a,pos} = 41.73$ KN .m

$Mn_f = 0.85 * fc * bf * tf * \left(d - \frac{tf}{2}\right)$ (eq. 4.35)

$Mn_f = 0.85 * 24 * 0.64 * 0.08 * \left(0.386 - \frac{0.08}{2}\right) * 10^3 = 361.4$ KN .m

$\Phi\, Mn_f = 0.9 * 361.4 = 325.26$ KN .m $>> M_{a,pos}$

rectangular section

Design as a rectangular with $b_E = 64$ cm

$Mn = \frac{M_{a,pos}}{\Phi} = \frac{41.73}{0.9} = 46.37$ KN .m

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

$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(14)(38.6) \geq \frac{1.4}{420}(14)(38.6)$ (eq. 4.36)

$As_{min} = 1.57cm^2 < 1.8cm^2$ ……the larger is control

$As_{min} = 1.8cm^2$

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

$Kn = \frac{46.37*10^{-3}}{0.64*(0.386)^2} = 0.4863$ Mpa

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}}\right) \qquad \text{(eq. 4.20)}$$

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.588)(0.4863)}{420}}\right) = 1.172 * 10^{-3}$$

A req = ρ * b * d = $1.172 * 10^{-3}$ * 52 * 31.5 = 2.9 cm² (eq. 4.13)

$2.9\,cm^2 > As_{\min} = 1.8cm^2$

Use Φ 16>> # of bar = $\frac{2.9}{2.01} = 1.44$ * Note $A_{\Phi 16} = 2.01cm^2$

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

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$402*420 = 0.85*24*640*a$$
$$a = 12.93mm$$
$$x = \frac{a}{1} = \frac{12.93}{0.85} = 15.21mm$$
$$£_s = \frac{386 - 15.21}{15.21} X0.003$$
$$£_s = 0.073 > 0.005$$

⇒ Ok

Use 2 Φ16 mm , A s = 402 mm^2 in y direction

Use 2 Φ 16 mm , A s = 402 mm^2 in x direction

⇒ **Design of negative moment:**

$M_{a,neg} = (C_{a,neg} * q_u * L^2_a * 0.64)$ (eq. 4.37)

=0.058*21.51*9.53^2*0.64= 72.52 KN.m / rib

$M_{b,neg} = (C_{b,neg} * q_u * L^2_b * 0.64)$ (eq. 4.38)

$=0.042*21.51*10.26^2*0.64= 60.86$ KN.m / rib

Select 2 Φ 18 mm in long direction $As\Phi\ 18=254.47mm^2$

T=C

508.94*420=0.85*24*a*140 .:. a=74.84mm

Φ*M*n =0.9*508.94*420*(386-74.84/2)=67.05 KN.m≥ 60.86KN.m ok

Select 2 Φ 20 mm in short direction $As\Phi\ 20=314mm^2$

T=C

628*420=0.85*24*a*140 .:. a=92.35mm

Φ*M*n =0.9*628*420*(386-92.35/2)=80.67 KN.m≥ 72.52KN.m ok

4-7 Design of Tow way Solid slab for well:

4-7-1 Determination of Loads:

Plaster = 0.02* 23 = 0.46 kN/m^2

Slab = 0.2* 25 = 5 kN/m^2

Sand+mortar+tiles=2.32KN/m^2

D.L = $7.78 kN/m^2$

L.L = $5\ kN/m^2$

q_{uD} =1.2 D.L =1.2*7.78= 9.34 kN/m^2

q_{uL} = 1.6 L.L = 1.6*5 =8 KN/m^2

$qu = 17.34 KN/m^2$

For 1m Strip in X & Y direction $qu = 17.34\ KN/m$

$Lb = 10m$

$La = 6m$

$\frac{Lb}{La} = \frac{10}{6} = 1.67 < 2.0$

$\therefore$ *Tow way*

h_{min} = 125 mm

Select h = 200 mm > h_{min} = 125 mm

$b = 100cm, h = 20cm$

$d = 200 - 20 - 10 = 170mm$

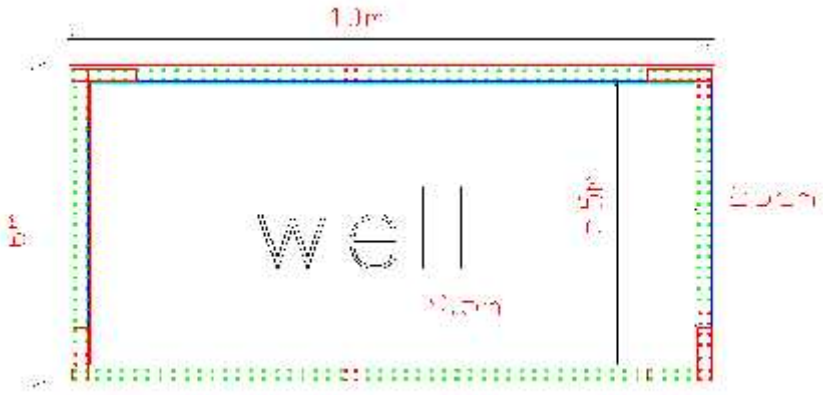


Figure (4-10): two way solid slab for well.

4-7-2 Designs of moment

⇒ **Design of positive moment:**

La/ Lb = 6/10 = 0.6

From table (12-4)

Case (1)

$C_{a,dL}$ =0.081

$C_{b,dL}$ =0.01

$M_{a,dL} = C_{a,dL} * q_{uD} * (La)^2$ (eq. 4.29)

$M_{b,dL} = C_{b,dL} * q_{uD} * (Lb)^2$ (eq. 4.30)

From table (12-5)

$C_{a,LL}$ =0.081

$C_{b,LL}$ =0.01

$M_{a,LL} = C_{a,LL} * q_{uL} * (La)^2$ (eq. 4.31)

$M_{b,LL} = C_{b,LL} * q_{uL} * (Lb)^2$ (eq. 4.32)

$M_{a,pos} = (M_{a,dL} + M_{a,LL})$ (eq. 4.33)

$= \{(0.081*9.34*(6)^2) + (0.081*8*(6)^2)\} = 50.56$ KN.m / rib

$M_{b,pos} = (M_{b,dL} + M_{b,LL})$ (eq. 4.34)

$=\{(0.01*9.34*(10)^2) + (0.01*8*(10)^2)\} = 17.34$ KN.m / rib

$M_{a,pos} = 50.56$ KN .m

$$Mn = \frac{M_{a,pos}}{\Phi} = \frac{50.56}{0.9} = 56.18 \text{ KN .m}$$

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(100)(17) \geq \frac{1.4}{420}(100)(17)$$

$As_{min} = 4.96 < 5.67$ ……the larger is control

$As_{min} = 5.67 cm^2$

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

$$Kn = \frac{56.18*10^{-3}}{1*(0.17)^2} = 1.944 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}}\right) \qquad \text{(eq. 4.20)}$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(1.944)}{420}}\right) = 4.873 * 10^{-3}$$

As req = ρ * b * d = $4.873 * 10^{-3}$ * 100 * 17 = 8.284 cm² (eq. 4.13)

$8.284\,cm^2 > As_{\min} = 5.67cm^2$

Use Φ 16>>>8.284/2.01 = 4.12 * Note $A_{\Phi 16}$ = 2.01cm²

Use 1Φ 16 @ 20 cm c/c …….. with As =(100 / 20)*2.01 = 10.05 cm².

As provided = 10.05> As req……..**OK.**

- **Check for strain**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

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

$a = 20.7mm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{20.7}{0.85} = 24.35mm$

$£_s = \frac{170 - 24.35}{24.35} X0.003$

$£_s = 0.018 > 0.005$

⇒ Ok

Use 1Φ 16 @ 20 cm c/c …….. in x direction

Use 1Φ 10 @ 20 cm c/c …….. in y direction

⇒ **Design of negative moment:**

$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7cm^2$

Use 1Φ 14 @ 20 cm c/c …….. in x direction

Use 1Φ 12 @ 20 cm c/c …….. in y direction

4.7.3 Design of shear:

La/ Lb = 6/10 = 0.6

From Table (12-6) :

Case (1)

$W_a = 0.89$

$W_b = 0.15$

$V_{ua} = q_u * La * W_a$ (eq. 4.28)

$V_{ua} = 17.34 * 6 * 0.89 = 92.6$ KN control

$V_{ub} = 17.34 * 10 * 0.15 = 19.07$ KN

$Vc = \frac{\sqrt{fc'}}{6} b * d$ (eq. 4.24)

$= \frac{\sqrt{24}}{6} * 1000 * 0.17 = 138.8$ KN

$\Phi Vc = 0.75 * 138.8 = 104.1$KN

$\Phi Vc \geq Vu$

$\therefore$ No Shear Reiforcement Required.

4.8 Design of Beam (B2, G):

4.8.1 Load calculation for (B2, G):

*** The dead load calculations :- (from Rib 1,G)**

The max support reaction (Service) from dead loads for rib upon beam is (28.7KN)

W_{DL} from Rib =28.7/0.52 = 55.19 KN / m

The width of the beam is (0.8m), the weight of the beam and the weight of the floor layers is:

Table (4 – 3) Calculation of the total dead load for beam B2, G:

No.	Parts of Beam	Calculation		
1	Tiles	0.03*23*0.8 = 0.552		
2	Morter	0.03*22*0.8 = 0.528		
3	Coarse Sand	0.07*17*0.8 = 0.952		
4	RC. Beam	0.5*25*0.8 = 10		
5	Plaster	0.03*22*0.8 = 0.528		
6	Partitions	2.3 * 0.8 = 1.84		
			14.4	KN/m

The total service deal load W_{dl} = 55.19 + 14.4 = 69.6 KN.

***The live load calculations :- (from rib 1,G)**

- The max support reaction (Service) from live load for rib upon beam is (16.26 KN)

W_{LL} from rib =16.26/0.52= 31.27 KN/ m

The live load within beam width: LL = 5*0.8= 4 KN / m

The total service live load (W_{LL}= 31.27 + 4 = 35.27 KN / m)

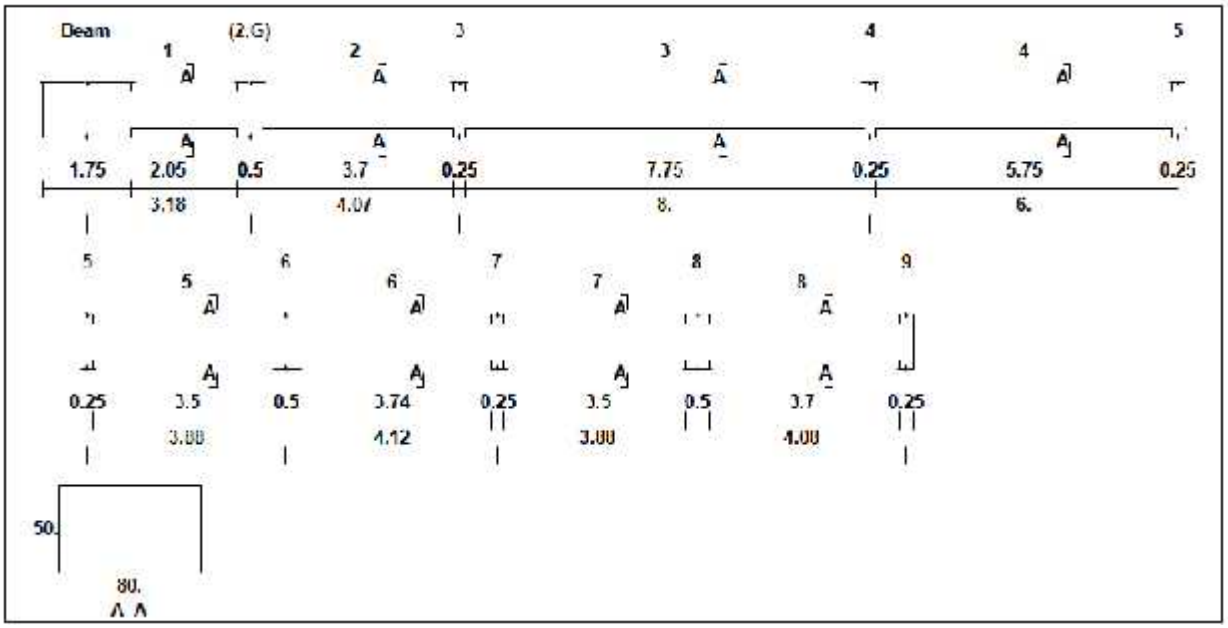


Fig. (4 – 11) Beam Geometry (B2, G) (m)

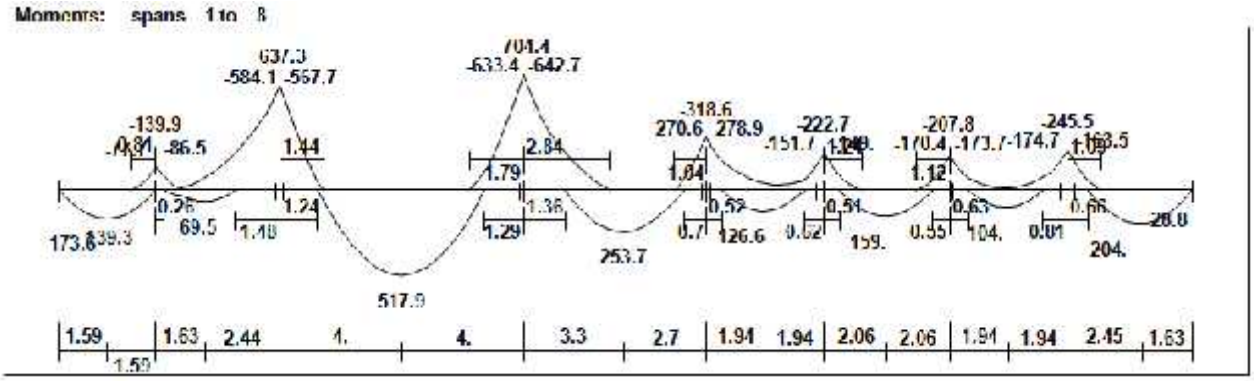


Fig. (4 – 12) Beam Moments envelope factored values (B2, G)(KN.m)

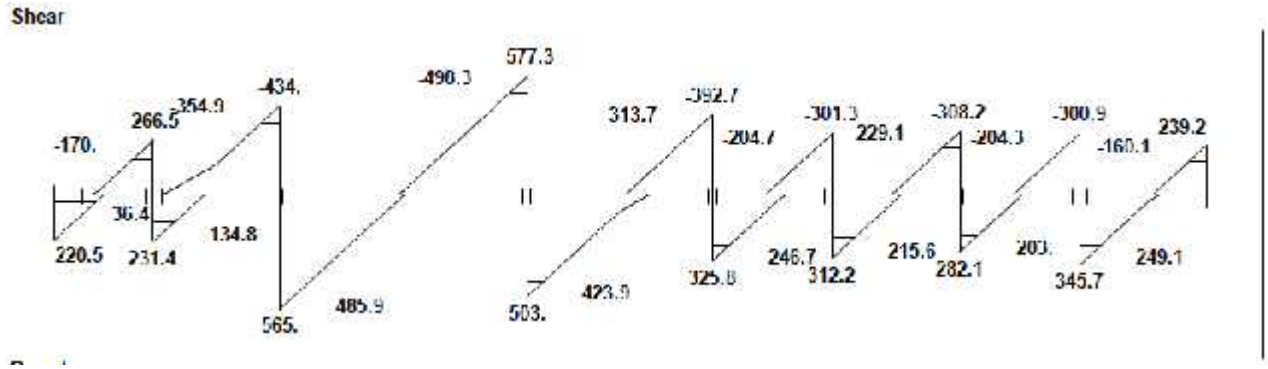


Fig. (4 – 13) Beam Shear envelope factored values(B2, G) (KN)

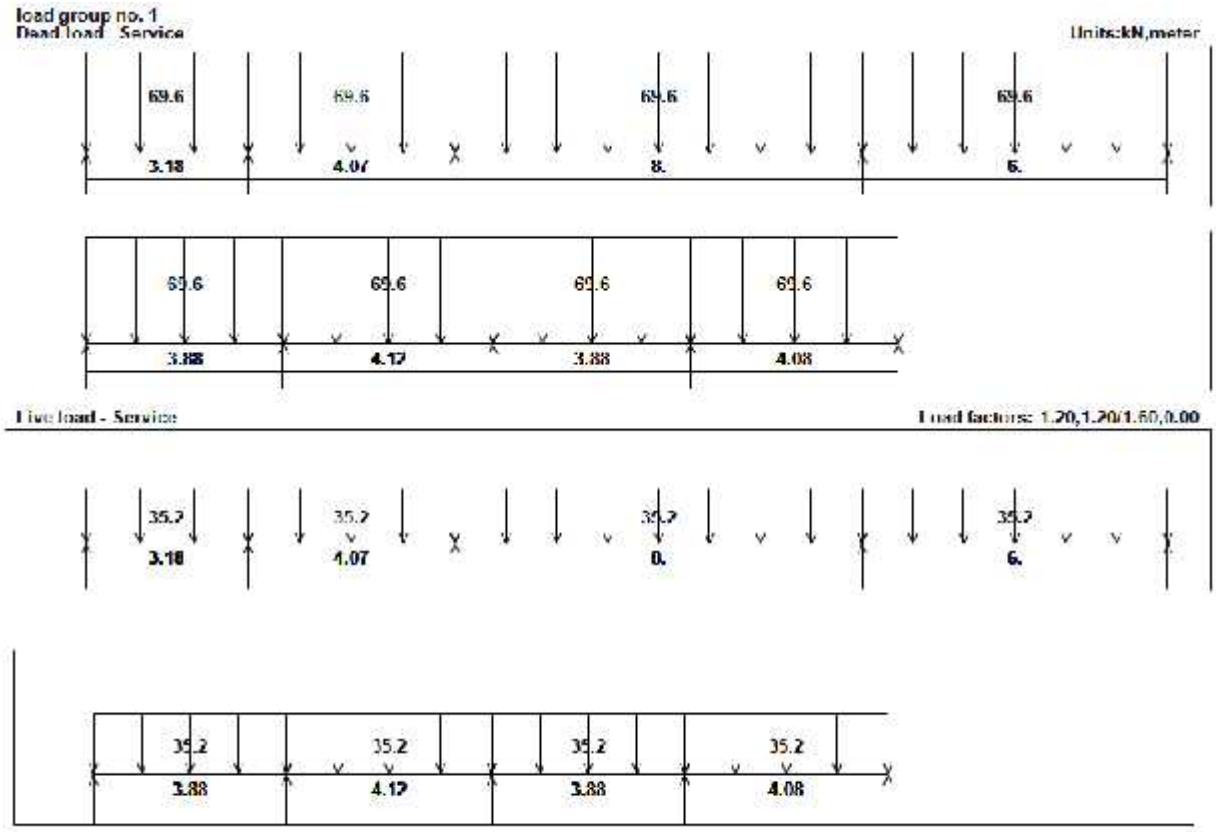


Fig. (4 - 14) Dead and Live loads diagram for Beam (B2, G)KN/m)

4.8.1.1Design of positive moment for (B2, G), (Mu = 517.9 KN.m)

Check singly section or doublysection:

$Mn_{max} = 0.85 * fc * b * a * (d - a/2)$ (eq. 4.39)

x= 3/7 *d = (3/7) *440= 188.57mm

a = 188.57*0.85 = 160.28mm

$\emptyset = 0.65 * \frac{250}{3} * (0.004 - 0.002) = 0.82\, Mn_{max}$

=0.85*24*600*160.28(440-160.28/2)* 10^{-6}=941.3 KN .m

$\Phi\ Mn_{max}$ = 0.82 * 941.3= 771.866 KN .m> Mu_{max} = 517.9 KN .m

The section must be designed as singly section.

b=80 cm h=50 cm

use Φ20 with d = 440 mm

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 440 = 1026.45\ mm^2$ (eq. 4.36)

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 800 * 440 = 1173.3\ mm^2$ Controls.

$Rn = \frac{M_u}{¤bd^2} = \frac{517.9*10^6}{0.9*800*440^2} = 3.72MPa$

$M = \frac{420}{0.85(24)} = 20.58$

$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 3.72}{420}}\right) = 0.009856$

As_{req}= ° bd = 0.009856 * 800*440 = 3469.31 mm^2> As_{min}= 1173.3 mm^2

Use Φ20 with area As = 314 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$= 3469.31/314 = 11.048

Select 11 Φ 20 with $As_{(provide)}$ = 3769.9 > As_{req} = 3469 mm^2

*** Check strain:**

Tension = Compression

$$3769.9 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$
$$a = 97.02mm$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{97.02}{0.85} = 114.14mm$$

$$£_s = \frac{440 - 114.14}{114.14} \times 0.003 = 0.00856$$

0.00856 > 0.005 …… OK

**Check for spacing between bars:*

$$s = \frac{800 - 40*2 - 2*10 - 11*20}{10} = 48mm$$

S = 48 mm> 25 mm …….OK

S > d_b = 20 mm ……..OK

For the Positive moment 517.9 KN.m Use bars 11Φ20

4.8.1.2Design of Positive Moment (B2,G) , (M_u = 253.7 KN.m)

b =80cm

h = 50 cm with d = 440 mm

Use Φ 20 with area As= 314 mm^2 ,

Mu = 253.7 KN.m

$$m = \frac{420}{0.85(24)} = 20.58$$

$$Rn = \frac{M_u}{\phi bd^2} = \frac{253.7*10^6}{800*440^2} = 1.82$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.58*1.82}{420}}\right) = 0.0045$$

$A_{s(req)}$ = 0.0045*800*440 = 1512.03 mm^2 > As_{min} = 1173.3 mm^2

Use Ø 20 with area As=314 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$= 1512.03 /314=4.82 bars

Select 5 Φ 20 with $A_{S(provide)}$ = 1570 mm^2 > $A_{s(req)}$ = 1512.03 mm^2.

*** Check strain:**

Tension = Compression

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

$$1570 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 40.4mm$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{40.4}{0.85} = 47.53mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{440 - 47.53}{47.53} \times 0.003 = 0.0247$$

0.0247 > 0.005 …… OK

**Check for spacing between bars :*

$$s = \frac{800 - 40*2 - 2*10 - 5*20}{4} = 150mm$$

S = 150 mm> 25 mm …….OK

S > d_b = 20 mm ……..OK

For the Positivemoment 253.7 KN.m Use bars 5Φ20

4.8.1.3Design of Positive Moment (B2,G) , (M_u = 204 KN.m)

b =80cm

h = 50 cm with d = 440 mm

Use Φ 20 with area As= 314 mm^2 ,

$Mu = 204\ KN.m$

$$m = \frac{420}{0.85(24)} = 20.58$$

$$Rn = \frac{M_u}{¤bd^2} = \frac{204*10^6}{800*440^2} = 1.46MPa$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.58*1.46}{420}}\right) = 0.0036$$

$A_{s(req)}$ = 0.0036*800*440 = 1267.2 mm^2 >As_{min} = 1173.3 mm^2

Use Ø 20 with area As=314 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$= 1267.2 /314=4.03 bars

Select 5 Φ 18 with $A_{S(provide)}$ = 1272 mm^2 >$A_{s(req)}$ = 1267.2 mm^2.

*** Check strain:**

Tension = Compression

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

$$1272 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 32.744mm$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{32.744}{0.85} = 38.52mm$$

$$£_s = \frac{440 - 38.52}{38.52} \times 0.003 = 0.0313$$

0.0313 > 0.005 …… OK

Check for spacing between bars:*

$$s = \frac{800 - 40*2 - 2*10 - 5*18}{4} = 152.5mm$$

S = 152.5 mm> 25 mm …….OK

S > d_b = 20 mm ……..OK

For the Positive moment 204 KN.m Use bars 5Φ18

4.8.1.4Design of Positive Moment (B2,G) , (M_u = 159 KN.m)

b =80cm

h = 50 cm with d = 440 mm

Use Φ 20 with area As= 314 mm^2 ,

Mu = 159 KN.m

$$m = \frac{420}{0.85(24)} = 20.58$$

$$Rn = \frac{M_u}{¤bd^2} = \frac{159*10^6}{800*440^2} = 1.14MPA$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.58*1.14}{420}}\right) = 0.00279$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.00279*800*440 = 982 mm^2 <As_{min} = 1173.3 mm^2

$A_{s\,(req)}$ =As_{min} = 1173.3 mm^2

Use Ø 20 with area As=314 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\,bar}$= 1173.3 /314=3.74 bars

Select 4 Φ 20 with $A_{S(provide)}$ = 1256 mm² >$A_{s\,(req)}$ = 1173.3 mm^2.

*** Check strain:**

Tension = Compression

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

$$1256 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 32.32mm$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{32.32}{0.85} = 38.02mm$$

$$£_s = \frac{440 - 38.02}{38.02} \times 0.003 = 0.0317$$

0.0317 > 0.005 …… OK

Check for spacing between bars:*

$$s = \frac{800 - 40*2 - 2*10 - 4*20}{3} = 207mm$$

S = 207 mm> 25 mm …….OK

S > d_b = 20 mm ……..OK

For the Positive moment 159 KN.m Use bars 4Φ20

4.8.1.5*Design of Negative Moment forBeam (B2, G): (Mu = -642.7 KN.m)*

b =80cm h = 50 cm

Use Φ 20

d = 500 – 40 – 10 – 20/2 = 440 mm

x= (3/7) * d = (3/7)* 440 = 188.57 mm

a= 0.85 * 188.57 = 160.28 mm

Mn_{max}= 0.85 * 24 * 800 * 140.28 * (440 – 160.28/2) * 10^{-6} = 941.31 KN.m

Φ = 0.65 * 250/3 * (.004 - .002) = 0.82

Φ*Mn_{max} = 0.82 * 941.31 = 771.87 KN.m > Mu_{max}= 642.7 KN.m

The section must be designed as singly section.

Mu = 642.7 KN.m

$$m = \frac{420}{0.85(24)} = 20.58$$

$$Rn = \frac{M_u}{¤bd^2} = \frac{642*10^6}{800*440^2} = 4.611 MPA$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.58*4.61}{420}}\right) = 0.0126$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.0126*800*440 = 4435.2 mm^2 > As_{min} = 1173.3 mm^2

Use Ø 20 with area As=314 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\,bar}$= 4435.2 /314=14.12 bars

Select 15Φ 20 with $A_{Sprov.}$ = 4712.38 mm² > $A_{s\,(req)}$ = 4435.2 mm^2

*** Check strain:**

Tension = Compression

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

$$4712.38 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 600 \times a$$

$$a = 121.27 mm$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{121.27}{0.85} = 142.67 mm$$

$$£_s = \frac{440 - 142.67}{142.67} \times 0.003 = 0.00625$$

0.00625 > 0.005 …… OK

***Check for spacing between bars :**

$$s = \frac{600 - 40*2 - 2*10 - 15*20}{14} = 28.57$$

S =28.57 mm> 25 mm …….OK

S >db = 20 mm ……..OK

For the Negativemoment -642.7 KN.mUse bars 15Φ20

4.8.1.6 Design of Negative Moment (B2, G), (M_u = -584.1 KN.m)

b =80cm h = 50 cm with d = 440 mm

Use Φ20 with area As= 314 mm^2,

Mu = 584.1 KN.m

$$m = \frac{420}{0.85(24)} = 20.58$$

$$Rn = \frac{M_u}{\text{¤}bd^2} = \frac{584.1*10^6}{800*440^2} = 4.19MPA$$

$$\text{°} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.58*4.19}{420}}\right) = 0.0113$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.0113*800*440 = 3977.6 mm^2 >As_{min} = 1173.3 mm^2

Use Ø 20 with area As=314 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$= 3977.6 /314=12.6 bars

Select 13 Φ 20 with $A_{S(provide)}$ = 4082 mm^2 >$A_{s\,(req)}$ = 3977.6 mm^2.

*** Check strain:**

Tension = Compression

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

$$4082 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 105.05mm$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{105.05}{0.85} = 123.58mm$$

$$£_s = \frac{440 - 123.58}{123.58} \times 0.003 = 0.00768$$

0.00768 > 0.005 …… OK

***Check for spacing between bars :**

$$s = \frac{800 - 40*2 - 2*10 - 13*20}{12} = 36.7mm$$

S = 207 mm> 25 mm …….OK

S > d_b = 20 mm ……..OK

For the Negative moment -584.1 KN.m Use bars 13Φ20

4.8.1.7*Design of Negative Moment (B2,G) , (M_u = -287.9 KN.m)*

b =80cm h = 50 cm with d = 440 mm

Use Φ20 with area As= 314 mm^2,

Mu = 287.9 KN.m

$$m = \frac{420}{0.85(24)} = 20.58$$

$$Rn = \frac{M_u}{¤bd^2} = \frac{287.9*10^6}{800*440^2} = 2MPA$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.58*2}{420}}\right) = 0.00502$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.00502*800*440 = 1767.04 mm^2 >As_{min} = 1173.3 mm^2

Use Ø 20 with area As=314 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\,bar}$= 1767.04 /314=5.62 bars

Select 6 Φ 20 with $A_{S(provide)}$ = 1884 mm² >$A_{s\,(req)}$ = 1767.04 mm^2.

*** Check strain:**

Tension = Compression

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

$$1884 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 48.48mm$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{48.48}{0.85} = 57.04mm$$

$$£_s = \frac{440 - 57.04}{57.04} \times 0.003 = 0.0201$$

0.0201 > 0.005 …… OK

***Check for spacing between bars:**

$$s = \frac{800 - 40*2 - 2*10 - 6*20}{5} = 116mm$$

S = 207 mm> 25 mm …….OK

S > d_b = 20 mm ……..OK

For the Negativemoment -278.9 KN.mUse bars 6Φ20

4.8.1.8*Design of Negative Moment (B2,G) , (M_u = -174.7 KN.m)*

b =80cm h = 50 cm with d = 440 mm

Use Φ 20 with area As= 314 mm^2 ,

Mu = 174.7 KN.m

$$m = \frac{420}{0.85(24)} = 20.58$$

$$Rn = \frac{M_u}{\text{¤}bd^2} = \frac{174.7*10^6}{800*440^2} = 1.25MPA$$

$$\text{°} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.58*1.25}{420}}\right) = 0.00307$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.00307*800*440 = 1080.64 mm^2 <As_{min} = 1173.3 mm^2

$As_{req.} = As_{min}$ = 1173.3 mm^2

Use Ø 20 with area As=314 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\,bar}$= 1173.3 /314=3.74 bars

Select 4 Φ 20 with $A_{S(provide)}$ = 1256 mm² >$A_{s\,(req)}$ = 1173.3 mm^2.

*** Check strain:**

Tension = Compression

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

$$1256 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 32.32mm$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{32.32}{0.85} = 38.03mm$$

$$£_s = \frac{440 - 38.03}{38.03} \times 0.003 = 0.0317$$

0.0317 > 0.005 …… OK

***Check for spacing between bars:**

$$s = \frac{800 - 40*2 - 2*10 - 4*20}{3} = 206.7mm$$

S = 206.7 mm> 25 mm …….OK

S > d_b = 20 mm ……..OK

For any Negative moment less than -174.7 KN.mUse bars 4Φ20

4.8.2Design of shear for (B2, G),

*For V_u = 498.3 KN ; (Max. value of V_u)

$$\Phi * Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw * d = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 800*440*10^{-3} = 215.55 \text{ KN} \quad \text{(eq. 4.24)}$$

$$\Phi \text{ Vsmin} \geq 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) * bw * d = 0.75 * \left(\frac{1}{3}\right) * 800*440 *10^{-3} = 88\text{KN.Ctrl.} \quad \text{(eq. 4.40)}$$

$$\Phi \text{ Vsmin} \geq 0.75 \left(\frac{\sqrt{fc'}}{16}\right) * bw * d = 0.75 * \left(\frac{\sqrt{24}}{16}\right) * 800 * 440*10^{-3} = 80.83\text{KN} \quad \text{(eq. 4.41)}$$

Φ Vsmin = 88 KN

Vu = 498.3 KN (From shear Envelope)

$$\Phi Vc < Vu \leq \Phi Vc + \Phi Vsmin \quad \text{(eq. 4.42)}$$

214 < 498.3 ≤ Φ (215.55+88)

214 < 498.3 < 227.66…… not satisfied.

Cases 1 &2&3 is not suitable .

Case 4 :

$$(\Phi Vc + \Phi Vsmin) < Vu \leq (\Phi Vc + \Phi Vs') \quad \text{(eq. 4.43)}$$

$$\Phi V_s' = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{3} bw * d \qquad \text{(eq. 4.44)}$$

$$\Phi V_s' = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{3} * 800 * 440 * 10^{-3} = 431.11 \text{ KN.}$$

227.66 < 498.3 < 646.66 Case 4 is suitable

$$V_s = \frac{Vu}{\Phi} - V_c = \frac{498.3}{0.75} - 287.4 = 377 \text{ KN} \qquad \text{(eq. 4.45)}$$

Try 4 legs Φ 10 , As Φ10 = 78.5 mm²

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{fy * d} \qquad \text{(eq. 4.46)}$$

$$\frac{4 * 78.5 * 10^{-6}}{S} = \frac{377 * 10^{-3}}{420 * 440}$$

S = 153.92 mm

$S < S_{max} = d/2 \leq 600$ mm

$S < S_{max} \leq 440/2 = 220$ mm < 600 mm … Ok

Use S = 15 cm

Use 4 leg Φ 10@15 cm c/c.

4.9Design of Beam (B36, F1)

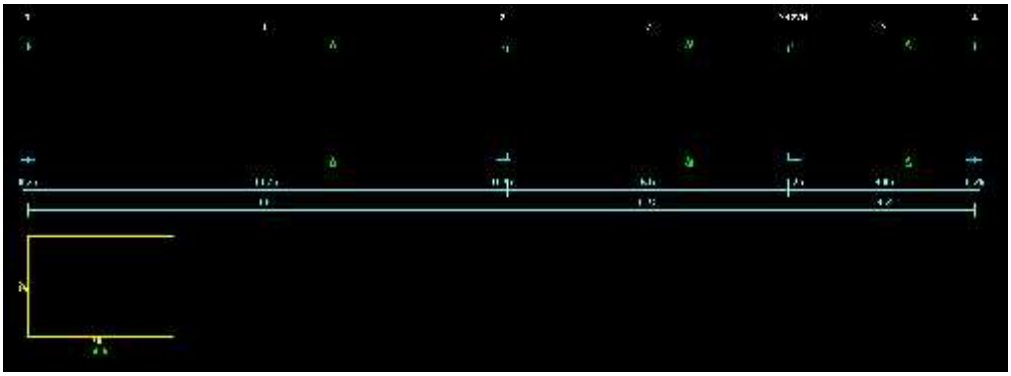


Fig. (4 – 15) Beam Geometry(B36, F1)(m)

Fig. (4 – 16) Beam Moments envelope factored values(B36, F1) (KN.m)

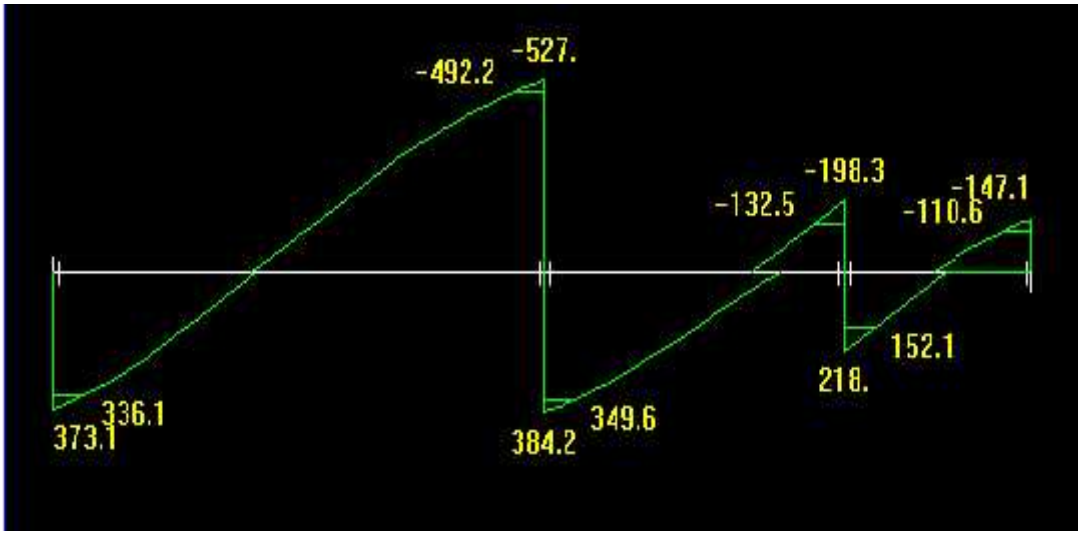


Fig. (4 – 17) Beam Shear envelope factored values(B36, F1)(KN)

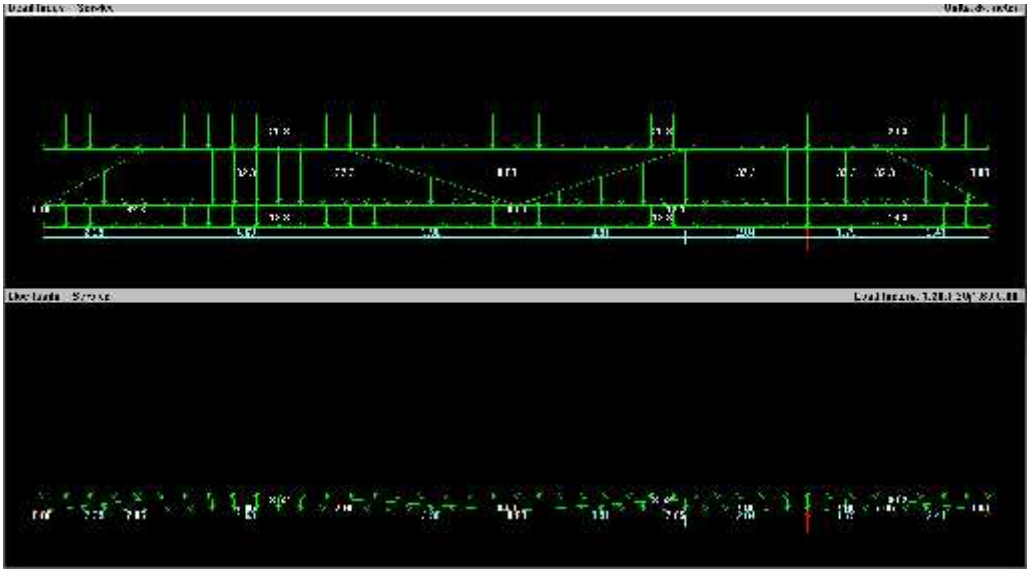


Fig. (4 - 18) Dead and Live loads diagram for Beam (B36, F1)-(KN/m)

Design of positive moment for (B36, F1), (Mu = 926.8KN.m)

W_u=1.2D+1.6L=1.2*90+1.6*12.2=128KN/m

Check singly section or doublysection:

$$Mn_{max} = 0.85 * fc * b * a * (d - a/2)$$ (eq. 4.39)

d=620-40-10-25/2=557.5mm

x= 3/7 *d = (3/7) *575.5= 238.93mm (eq. 4.47)

a = 238.93*0.85 = 203.09mm

$$\emptyset = 0.65 * \frac{250}{3} * 0.004 - 0.002 = 0.82$$

Mn_{max} =0.85*24*203.09*900*(557.5-203.09/2)* 10^{-6}=1700.13KN .m

$\Phi\ Mn_{max}$ = 0.82 * 1700.13= 1394.1 KN .m> Mu_{max} = 926.8 KN .m

The section must be designed as singly section.

4.9.1 Design of Positive Moment

4.9.1.1 Design of Span 1

Mu = 926.8KN .m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{926.8}{0.9} = 1029.8\text{KN .m}$$

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(90)(55.75) \geq \frac{1.4}{420}(90)(55.75)$$ (eq. 4.36)

$As_{min} = 14.63cm^2 < 16.73cm^2$ ……the larger is control

$As_{min} = 16.73cm^2$

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

$$Kn = \frac{1029.8 * 10^{-3}}{0.9 * (0.5575)^2} = 3.68 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}}\right) \qquad \text{(eq. 4.20)}$$

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.588)(3.68)}{420}}\right) = 9.74 * 10^{-3}$$

$A_{req} = \rho * b * d = 9.74 * 10^{-3} * 90 * 55.75 = 48.87 cm^2$ (eq. 4.13)

$48.87\,cm^2 > As_{min} = 16.73cm^2$

$$\text{Use } \Phi 25 \text{>> \# of bar} = \frac{48.87}{4.91} = 9.95$$

Then select $10\Phi 25$ $A_s\,provided = 10 * 4.91 = 49.1cm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

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

$$4910 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 126.36mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{126.36}{0.85} = 148.66mm$$

$$£_s = \frac{557.5 - 148.66}{148.66} X0.003$$

$$£_s = 0.00825 > 0.005 \quad \therefore ok$$

- **Check for spacing between the bar**

$$S = \frac{800 - 2*40 - 2*10 - 10*25}{9} = 50\,\text{mm}$$

$$S = 50\,mm \geq 25\,mm$$

$$\geq db = 25\,mm$$

4.9.1.2 Design of Span 2 and 3:

Mu = 175.3KN.m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{175.3}{0.9} = 194.8 \text{ KN .m}$$

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

$$Kn = \frac{194.8 * 10^{-3}}{0.9 * (0.5575)^2} = 0.7 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}}\right) \qquad \text{(eq. 4.20)}$$

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.588)(0.7)}{420}}\right) = 1.7 * 10^{-3}$$

A req = ρ * b * d = $1.7 * 10^{-3}$ * 90 * 55.75 = 8.51 cm²

$8.51\,cm^2 < As_{min} = 16.73 cm^2$ is control

Use Φ 22>> # of bar = $\frac{16.73}{3.80} = 4.4$

Then select 5 Φ 22 $A_s provided = 5 * 3.8 = 19 cm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$1900 * 420 = 0.85 * 24 * 900 * a$$
$$a = 43.46 mm$$
$$x = \frac{a}{1} = \frac{43.46}{0.85} = 51.13 mm$$
$$£_s = \frac{557.5 - 51.13}{51.13} X0.003$$
$$£_s = 0.0297 > 0.005$$

- **Check for spacing between the bar**

S > 50 ≥ 25 *mm*

≥ db = 22 *mm*

4.9.2 Design of Negative moment

4.9.2.1 Design of support (2)

Mu = 945.1KN .m

$\Phi\ Mn_{max}$ = 0.82 * 1700.13= 1394.1 KN .m> Mu_{max} = 945.1 KN .m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{945.1}{0.9} = 1050.11 \text{ KN .m}$$

$$As_{min} = 16.73 cm^2$$

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

$$\text{Kn} = \frac{1050.11 * 10^{-3}}{0.9 * (0.5575)^2} = 3.754 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}}\right) \qquad \text{(eq. 4.20)}$$

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.588)(3.754)}{420}}\right) = 9.96 * 10^{-3}$$

A req = ρ * b * d = $9.96 * 10^{-3}$ * 90 * 55.75 = 49.97 cm²

$$49.97 cm^2 > As_{min} = 16.73 cm^2$$

$$\text{Use } \Phi 25 >> \#\text{ of bar} = \frac{49.97}{4.91} = 10.17$$

Then select 11Φ 25 $A_s\ provided = 11 * 4.91 = 54 cm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$5400*420 = 0.85*24*800*a$$

$$a = 138.97mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{138.97}{0.85} = 163.49mm$$

$$£_s = \frac{557.5 - 163.49}{163.49} X0.003$$

$$£_s = 0.00723 > 0.005$$

- **Check for spacing between the bar**

$$S = \frac{800 - 2*40 - 2*10 - 11*25}{10} = 42.5mm$$

$$S = 42.5\,mm \geq 25\,mm$$

$$\geq db = 25\,mm$$

4.9.2.2 Design of support (3)

Mu = 92 KN.m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{92}{0.9} = 102.22 \text{ KN .m}$$

$$As_{min} = 16.73cm^2$$

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

$$Kn = \frac{102.22*10^{-3}}{0.9*(0.5575)^2} = 0.37 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}}\right) \qquad \text{(eq. 4.20)}$$

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.588)(0.37)}{420}}\right) = 0.89 * 10^{-3}$$

$$A_{req} = \rho * b * d = 0.89 * 10^{-3} * 90 * 55.75 = 4.47\ cm^2 \qquad \text{(eq. 4.13)}$$

$$4.47\,cm^2 < As_{min} = 16.73cm^2$$

$As_{min} = 16.73cm^2$ is control

$$\text{Use } \Phi\ 22 \text{>> \# of bar} = \frac{16.73}{3.8} = 4.4$$

Then select 5Φ 22 $A_s provided = 5 * 3.8 = 19cm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

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

$$1900 * 420 = 0.85 * 24 * 900 * a$$
$$a = 43.46mm$$
$$x = \frac{a}{1} = \frac{43.46}{0.85} = 51.13mm$$
$$£_s = \frac{557.5 - 51.13}{51.13} X0.003$$
$$£_s = 0.0297 > 0.005$$

- **Check for spacing between the bar**

$S > 50 \geq 25\,mm$

$\geq db = 22\,mm$

4.9.3 Design of shear

4.9.3.1 Design of Span 1

$Vc = \frac{\sqrt{fc'}}{6}$ bw * d (eq. 4.24)

$= \frac{\sqrt{24}}{6}$ *900* 0.5575

=409.7 KN

Φ Vc = 0.75 *409.7 = 307.26KN

Φ Vsmin ≥ $0.75(\frac{1}{3})$*bw*d=0 .75*$(\frac{1}{3})$*900*557.5*10^{-3} = 125.43KN.control(eq. 4.40)

≥ 0.75 $(\frac{\sqrt{fc'}}{16})$ * bw * d = 0.75 $(\frac{\sqrt{24'}}{16})$ * 900 * 557.5*10^{-3}=115.22KN. (eq. 4.41)

Φ Vsmin = 125.43 KN.

Vu = 492.2 KN (From shear Envelope)

Item 1,2&3 is not suitable.

Φ V_s'=0.75 $(\frac{\sqrt{f_c'}}{3})$ * bw * d (eq. 4.44)

Φ V_s'=0.75 $(\frac{\sqrt{24}}{3})$ * 900 * 557.5*10^{-3}=614.5KN

Item 4

Φ Vc+Φ Vsmin < Vu ≤ Φ Vc + Φ Vs'

432.7KN<492.2KN≤ (307.26+614.5)=921.77KN

So Item (4) satisfy.

Minimum shear reinforcement required, so;

$V_{s=}$ Vu/ Φ –Vc =492.2/0.75-409.7=246.6KN

$$\frac{Av_{min}}{S} \geq \frac{bw}{3*fy} = 0.714 \text{ control} \qquad \text{(eq. 4.48)}$$

$$\geq \frac{\sqrt{fc'}bw}{16*fy} = 0.656 \qquad \text{(eq. 4.49)}$$

Try 4 leg Φ 10 Φ 10 = 78.5 mm²

$$\frac{Av}{S} = \frac{V_s}{f_y * d} \qquad \text{(eq. 4.50)}$$

$$\frac{Av}{S} = \frac{246.6*10^3}{420*557.5} = 1.053\text{mm} = 78.5*4/S$$

S = 298 mm

≤ 600 mm

≤ d/2 = 557.5/2 = 278.75 mm control

Use S = 20 cm

Use 4 leg Φ 10 at 20 cm c/c

4.9.3.2 Design of Span 2

$$Vc = \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw * d \qquad \text{(eq. 4.24)}$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{6} *900 * 0.5575 = 409.7 \text{ KN}$$

Φ Vc = 0.75 *409.7 = 307.26KN

Φ Vsmin ≥ $0.75(\frac{1}{3})$*bw*d=0 .75*$(\frac{1}{3})$*900*557.5*10^{-3}=125.43KN control (eq. 4.40)

≥ $0.75\ (\frac{\sqrt{fc'}}{16})$ * bw * d = $0.75\ (\frac{\sqrt{24'}}{16})$ * 900 * 557.5*10^{-3} = 115.22KN. (eq. 4.41)

Φ Vsmin = 125.43 KN.

Vu = 349.6 KN (From shear Envelope)

Item 1 &2 is not suitable .

Item 3

Φ Vc < Vu ≤ Φ Vc + Φ Vsmin (eq. 4.51)

307.26<349.6 ≤ (307.26+125.43) =432.7

So Item (3) satisfy.

Minimum shear reinforcement required, so;

$\frac{Av}{S} \geq \frac{bw}{3*fy}$ =0.714 control

$\geq \frac{\sqrt{fc'}bw}{16*fy} = 0.656$

Try 4 leg Φ 10 Φ 8 = 78.5 mm²

$\frac{Av}{S} = \frac{4*78.5}{S} = 0.714mm$

S = 439 mm ≤ 600 mm

≤ d/2 = 557.5/2 = 278.75 mm control

Use S = 20 cm

Use 4 leg Φ 10 at 20 cm c/c for span 2 and apply for span 3.

4.10 Design of Short Column (C20):

4.10.1 Design of Longitudinal Reinforcement:

Select column (C20) for design

Pu = 3500KN

Pn = 3500/(0.65) = 5385 KN

Assume $°g = 2\%$

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

$$5385 * 10^{-3} = 0.8 * Ag[0.85 * 24 + 0.02 * (420 - 0.85 * 24)] \quad \text{(eq. 4.52)}$$

$$Ag = 0.24m^2$$

$$X = \sqrt{0.24} = 0.49 \text{ m}$$

Use 50*40cm with Ag = 2000cm² < Ag_{req} = 2400 cm²

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

$$5385 * 10^{-3} = 0.8 * 0.2[0.85 * 24 + °g * (420 - 0.85 * 24)]$$

$$°g = 0.0332$$

$$A_{st} = 0.0332 * 0.2 = 0.00664 \text{ m}^2 = 66.4cm^2$$

4.10.2 Check Slenderness Effect:

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \quad .....ACI - (10.12.2) \quad \text{(eq. 4.53)}$$

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

R: radius of gyration = 0.3 h = $\sqrt{\frac{I}{A}}$ (eq. 4.54)

Lu = 3.0m

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.

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

$\frac{1*3.0}{0.3*0.50} = 20 \le 22$

$\therefore$ *short Column*

$$\text{Use } \Phi 22 >> \#\, of\, bar = \frac{66.4}{3.8} = 17.47$$

Use 18Φ 22 with As = 68.4cm² >As_{req} = 66.4 cm²

- **Check for spacing between the bar**

S = $\frac{500-2*40-2*10-6*22}{5}$

S = 53.6 *mm* ≥ 40 *mm*

≥ 1.5db = 33 *mm*

4.10.3 Design of the Tie Reinforcement:

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

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

$S \le$ Least dimension.

$Spacing \le 16 \times d_b (Longitudinal.bar.diameter) = 16 \times 2.2 = 35.2cm.$

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

$Spacing \le Least.\dim ension = 55cm$

$\therefore$ *Use* 1¤10@25*cm*

4.10.4Detail of column C20:

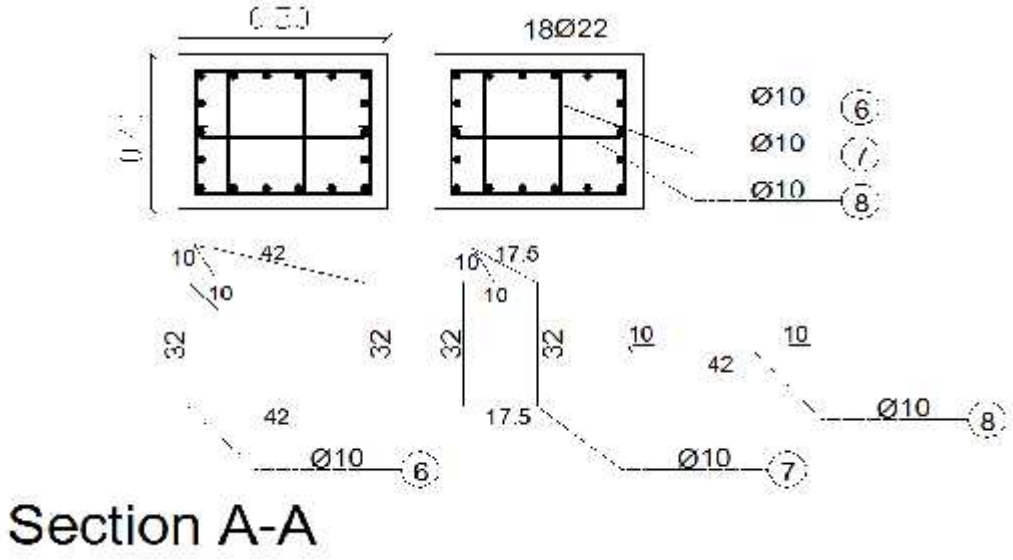


Figure (4-19):Short Column Detail C20

4.11 Design of Isolated Footing (F20):

4.11.1 Load Calculation:

Total factored load = 3500 KN.

Total services load = 2690 KN.

Column Dimensions = 50*40 cm.

Soil density = 18 Kg/cm3.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m2.

Assume footing to be about (70 cm) thick.

live load =5 KN/m2.

q_{allow} =400 - 5 - 0.5*18 - 0.7*25 = 368.5 kN/m^2

4.11.2 Determination of Footing Area:

$$A = \frac{2690}{368.5} = 7.30\ m^2$$

➔ **L= 2.75 m**

Try 2.75 * 2.75 m with area = 7.56m^2> A_{req} = 7.30m^2

Determinate q_u = 3500/7.56 = 463 KN/m^2

4.11.3 Determine the depth of footing based on shear strength:

Assume h = 70 cm ….. d = 700-75-20 = 605 mm

- **Check for one way shear strength**

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

$$\frac{a}{2} + d = \frac{0.50}{2} + 0.605 = 0.855m$$

$$Vu = 463 * (\frac{2.75}{2} - 0.855) * 2.75 = 662.1KN$$

$$¤.Vc = ¤.(\frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * b_w * d) \qquad \text{(eq. 4.24)}$$

$$¤.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 2750 * 0.605 = 1018.8KN$$

$$¤.Vc = 1018.8KN > Vu = 693.9KN$$

$$\therefore\ \ Safe$$

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

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

$$¤.V_c = ¤.\frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d \qquad \text{(eq. 4.55)}$$

$$¤.V_c = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d \qquad \text{(eq. 4.56)}$$

$$¤.V_c = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d \qquad \text{(eq. 4.57)}$$

Where:

$$_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{50}{40} = 1.25 \qquad \text{(eq. 4.58)}$$

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

$$b_o = 2(60.5+50)+2(60.5+40) = 422cm$$

$\sim_s = 40$ for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.25}\right)*\sqrt{24}*4220*0.605 = 4065KN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.605}{4.220}+2\right)*\sqrt{24}*4220*0.605 = 6046.3KN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*4220*0.605 = 3126.9KN$$

$¤.V_C = 3126.94KN$ ..... *Control*

$Vu_C = Pu - FR_b$

$FR_b = \pm_{bu} * area\ of\ critical\ \text{sec}tion$

$Vu_C = 3500 - [463*(0.50+0.605)*(0.4+0.605)] = 2985.83KN$

$¤.Vc = 3126.94KN > Vu_C = 2985.83KN$..... *satisfied*

4.11.4 Design for Bending Moment:

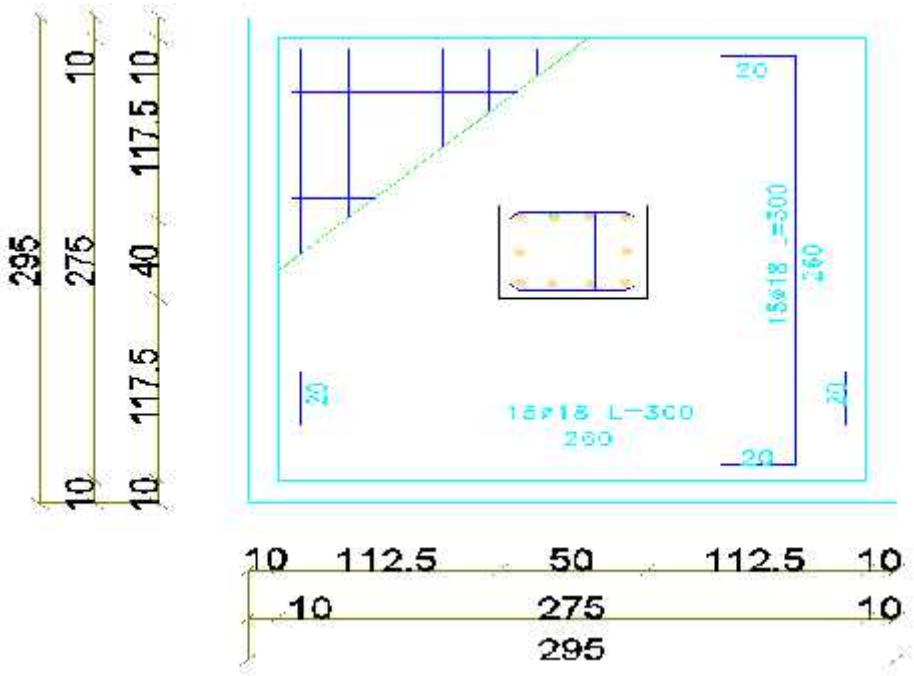


Figure (4-20): Isolated Footing F20

$$Mu = 463 * 2.75 * \frac{1.125^2}{2} = 805.7 KN.m$$

Mu =805.7 KN.m

Using Reinforced Concrete.

$$Mn = \frac{805.7}{0.9} = 895.2 KN.m$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{895.2 \times 10^{-3}}{2.75 \times 0.605^2} = 0.89 Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times m\times Rn}{f_y}}\right) \quad \text{(eq. 4.20)}$$

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.588\times 0.89}{420}}\right) = 2.16*10^{-3}$$

$As_{Req.} = \rho * b * d = 2.16*10^{-3} * 275 * 60.5 = 35.94\ cm^2$

$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 275 * 70 = 34.65 cm^2$

$As_{Req.} = 35.94 > As_{Shrinkage} = 34.65 cm^2$

$Select\ \ 15¤18 .... As_{Provided} = 38.17 cm^2 > 35.94 cm^2 .....ok$

Select 15¤18....$As_{Provided} = 38.17cm^2 > 35.94cm^2$.....*oK*

Or use 25ϕ 14…$As_{provided}$=38.48cm^2>35.94cm^2…..ok

Check of strain:

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$3817 * 420 = 0.85 * 24 * 2750 * a$

$a = 28.58mm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{28.58}{0.85} = 33.62mm$

$£_s = \frac{555-33.62}{33.62} X0.003$

$£_s = 0.0465 > 0.005$

$\Rightarrow$ OK

4.11.5 Development Length of main Reinforcement for Mu1:

$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda \sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e\psi_s\psi_t}{\frac{ktr+cb}{db}} * db$ (eq. 4.59)

$Ktr = 0 \ \ Nostripes \ \ cb = 75 + 18 = 93cm$

$\frac{ktr+cb}{db} = \frac{0+93}{18} = 5.17 > 2.5$ (eq. 4.60)

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

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

Ld $_{available}$ = 1125-75= 1050mm

Ld $_{available}$= 1050 mm >$ld_{req} = 444.4mm$

- not required hook

4.11.6 Design of dowels:

P_u = 3500 KN

$$¤.Pn = ¤.(0.85\, fc'Ag)$$

$$¤.Pn = 0.65 * [0.85 * 24 * (500 * 400)]/1000 = 2652KN \qquad \text{(eq. 4.61)}$$

$$But\ \ Pu = 3500 > ¤.Pn = 2652KN$$

Dowels are required for load transfer.

$A_{s\ req}$=(3500/0.65-2652/0.65)/420=3106mm^2

$$As_{min} = 0.005 * Ag = 0.005 * 50 * 40 = 10cm^2$$

$A_{s\ req}$ =31. 06cm^2> As $_{min}$ =10 cm^2

Select 10¤ 20 as dowels.

$Ld_{c(1)req}$= $\frac{0.24\, fy}{\sqrt{fc}} db = \frac{0.24 * 420}{\sqrt{24}} 1.8 = 37cm$. (eq. 4.62)

$Ld_{c(2)req}$ = 0.043 ×fy ×db = 0.043 ×420 ×1.8 = 32.5cm>$Ld_{c\ min}$=200mm (eq. 4.63)

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

Ls = 0.071×fy ×db = 0.071×420 ×1.6 = 47.7 cm >37cm (eq. 4.64)

Ls = 47.7cm

Available Ld = 75 – 7.5 – 2 *1.8 = 63.9 cm.

Available Ld = 63.9 cm > Ls = 47.7cm

Using hook ≥16*¤

Required length of hook ≥16*¤ ≥16*1.6 = 25.6cm

Use Hooks= 30cm > 25.6cm

4.11.7 Isolated Footing Detail:

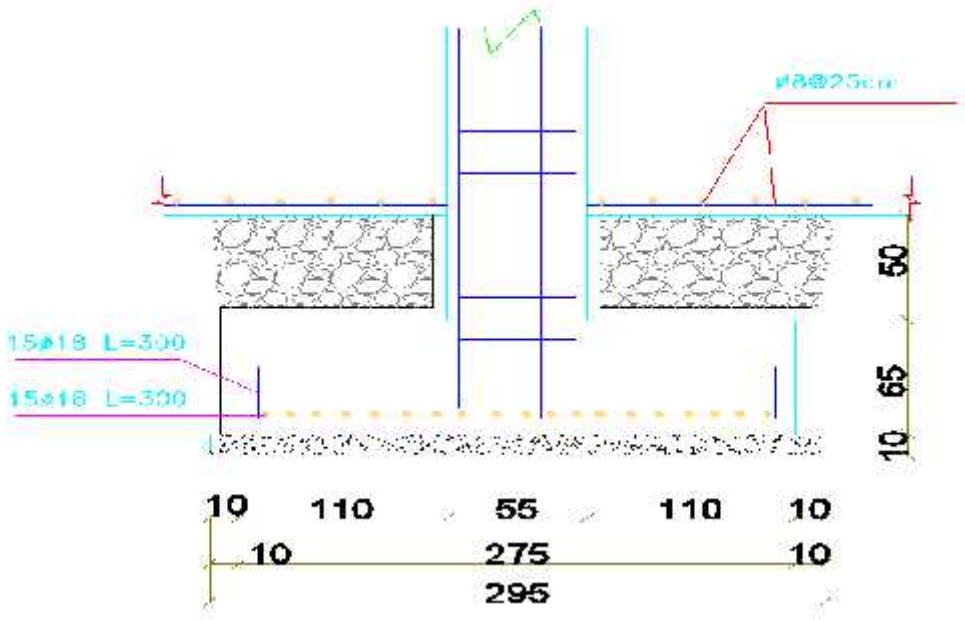


Figure (4-21): Isolated Footing Detail F20

4. 12 Design of strip Footing:

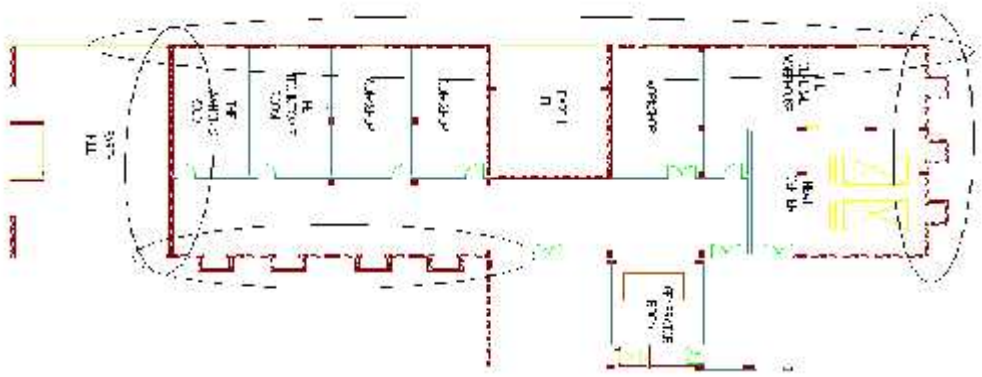


Figure (4-22): location of strip footing

4.12.1 Determination of load:

Total factored load =450 KN/m.

Soil density = 18 Kg/cm3.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m2.

Assume footing to be about (50 cm) thick.

Live load =5kN/m^2

Q_{allow} =400 - 5- 0.3*25 = 386.25 kN/m^2

$\Rightarrow$ For one meter strip

$$A = \frac{450}{386.25} = 1.16\ m^2$$

B = 1.25m, h= 50 cm

d= 400 – 75 – 20 = 305 mm

q_{ult} = 450/ 1.25 *1 = 360 kN/m^2.

4.12.2 Check of One Way Shear:

Vu = 1*(0.75-0.305)*360 = 160.2 kN

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

$$\emptyset Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} * 0.305 * 1 = 170.5\, kN$$

$$\emptyset Vc > Vu$$

4.12.3 Designof Bending Moment:

In longitudinal direction

Mu = 360*0.305^2/2= 16.7 kN.m

$$Mn = \frac{16.7}{0.9} = 18.6 KN.m$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{18.6 * 10^{-3}}{1 * 0.305^2} = 0.2 Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Kn}{f_y}}\right) \qquad \text{(eq. 4.20)}$$

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 0.2}{420}}\right) = 0.49 * 10^{-3}$$

$$As_{\text{Req.}} = \rho * b * d = 0.00049 * 405 * 1000 = 193.8\ mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 400 * 1000 = 720 mm^2$$

$$A_{shrinkage} = 720 mm^2 > As_{req} = 194 mm^2$$

Use ¤ 12

No. = 720/113 = 6.37 , Use 7 bars

¤ 12@15 cm c/c

Check of strain:

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$753 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 15.5mm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{15.5}{0.85} = 18.24mm$

$£_s = \frac{305 - 18.24}{18.24} X0.003$

$£_s = 0.047 > 0.005$

$\Rightarrow$ OK

In transverse direction :

A_{smin} = 0.0018 * b * h

A_{smin} = 0.0018 * 1250* 400 = 900 mm^2

Use ¤ 12

No. = 900/113 = 7.96 , Use 8bars

Use 8¤ 12

4.12.4 Development Length of main Reinforcement

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

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 12 = 296.3\,mm$$

Ld $_{available}$ = 500 - 75= 425mm

Ld $_{available}$= 425 mm > $ld_{req} = 296.3mm$

Hook not needed

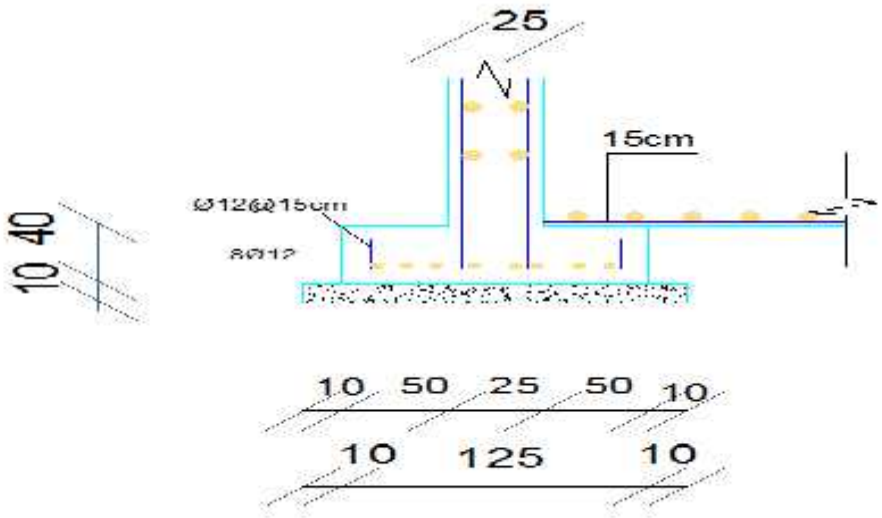


Figure (4-23) Strip Footing Detail

4.13Design of Mat Foundation for Well:

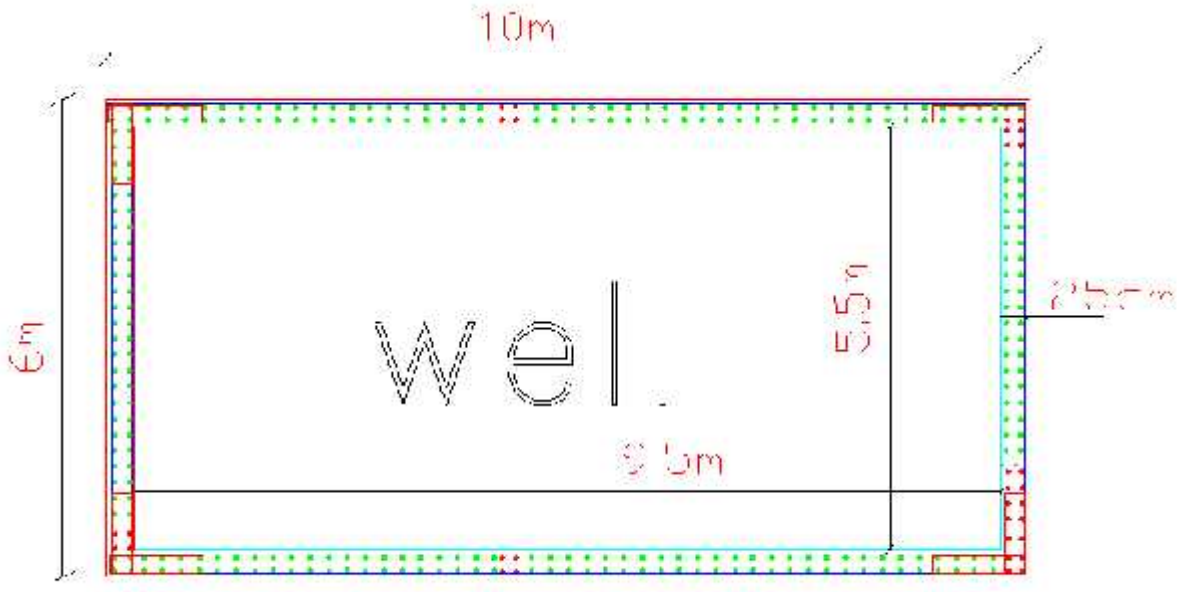


Fig.(4.24) Mat footing for well

4.12.1Design of shear:

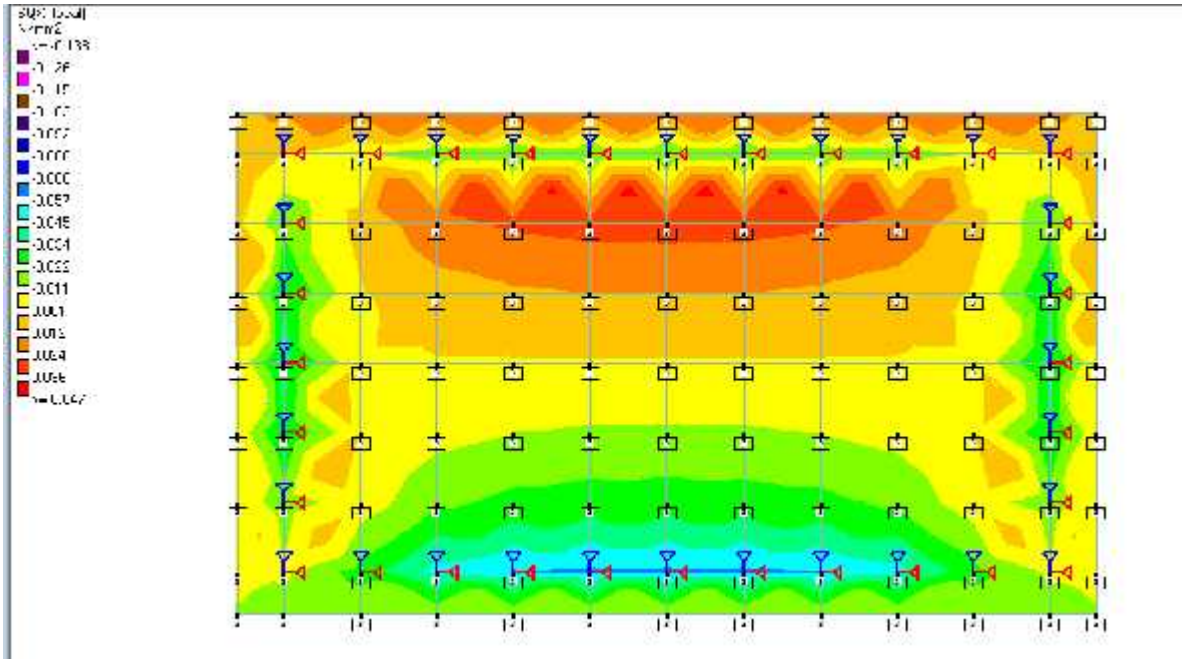


Fig.(4.25) shear in X-direction for well

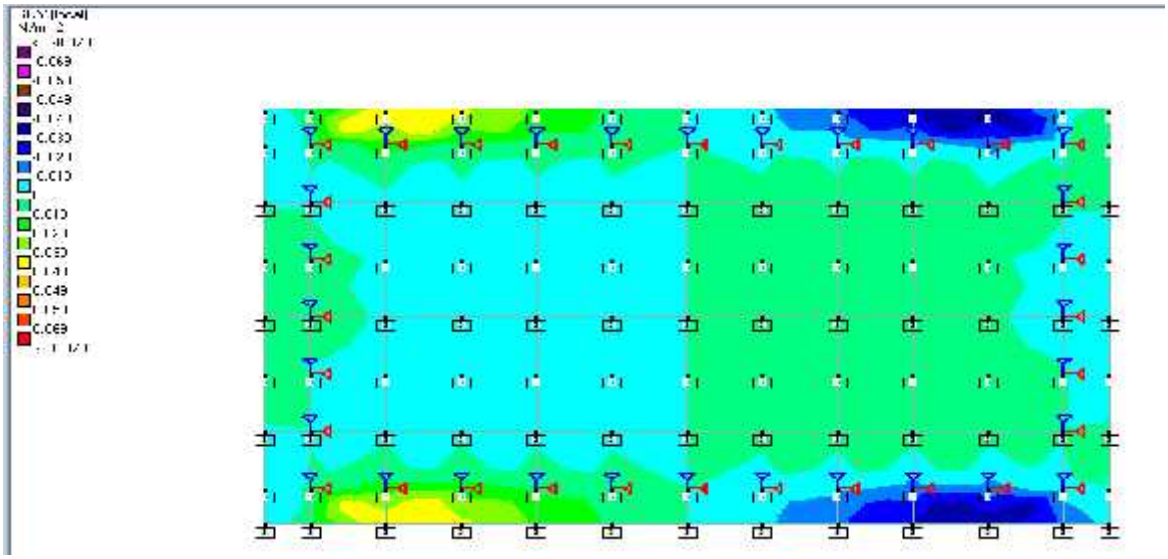


Fig.(4.26) shear in Y-direction for well

$$d = 50 - 7.5 - 1.2 = 41.3cm$$

$$\text{¤}.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * bw * d$$

$$\text{¤}.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 413 * 10^{-3} = 252.9KN \quad \text{(eq. 4.24)}$$

$$Pu_{max} = 138\ KN\ /\ m = 138\ x1 = 138\ KN$$

$$\text{¤}.Vc = 252.9KN > Pu = 138\ KN \ldots\ldots\ldots .OK$$

4.12.1Design of bending moment

By using the StaadPro.v8i.Software to analyze the foundation, the moment result is as in the following chart:

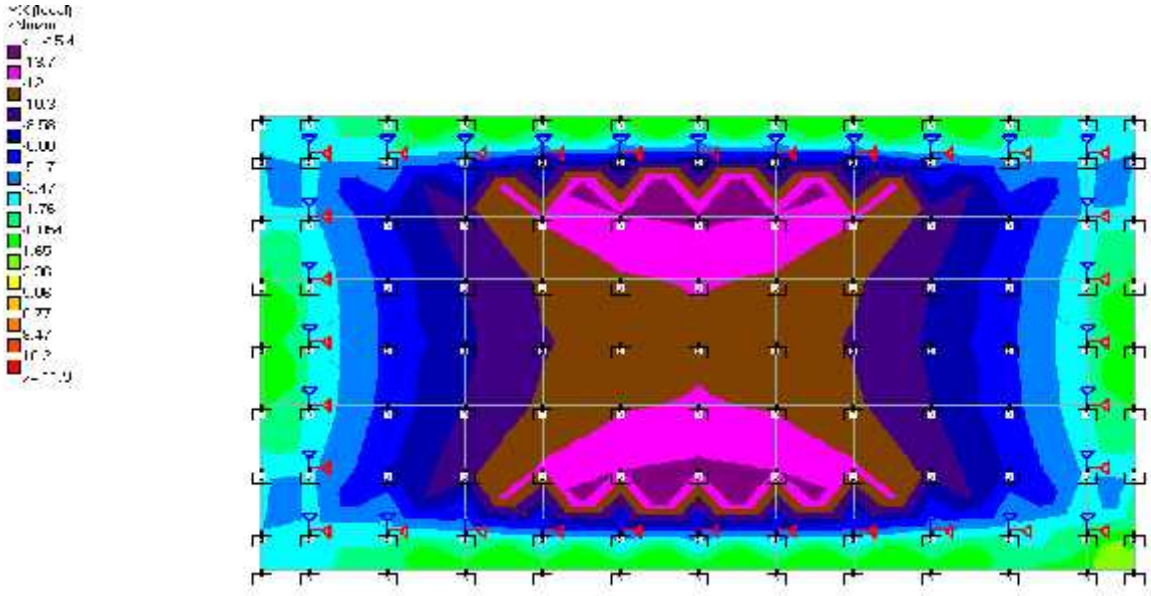


Fig.(4.27) Moment in X-direction for well

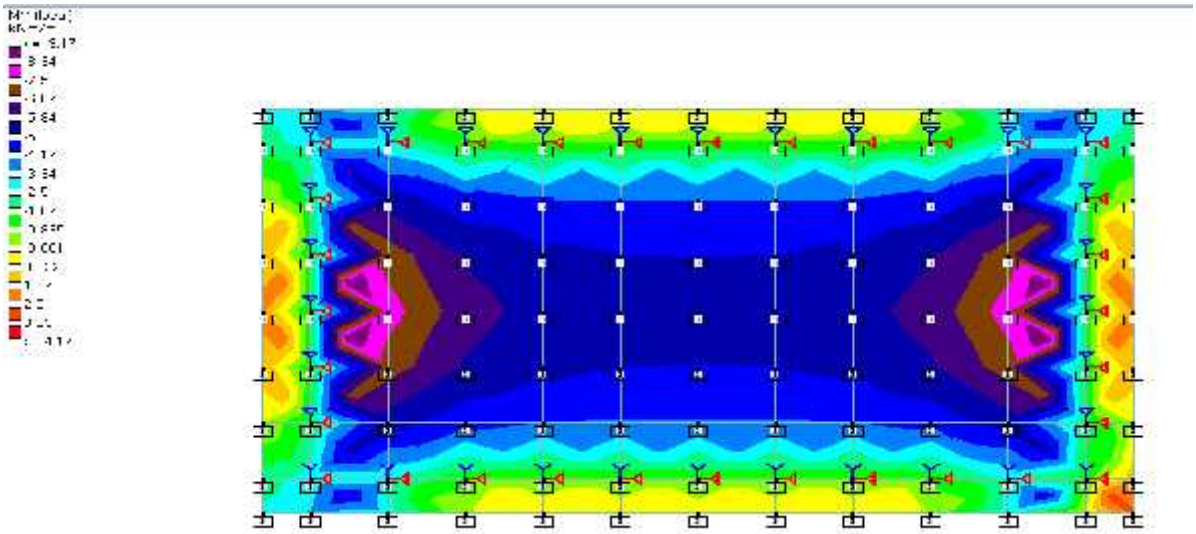


Fig.(4.28) Moment in Y-direction for well

Design In X-directions:

h = 50 cm

$d = 50 - 7.5 - 1.4 = 41.1cm$.

Fy = 420 Mpa.

Fc' = 24 Mpa

Design of Negative Moment

$-ve \;\; Mu_x = 15.4KN.m$

$$Mn = \frac{Mu}{¤} = \frac{15.4}{0.9} = 17.11KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{17.11*10^6}{1000*411^2} = 0.1Mpa$$

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

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Kn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.588*0.1}{420}}\right) = 2.38*10^{-4}$$

$As_{req} = ° * b * d = 2.38*10^{-4}*100*41.1 = 1 \ cm^2$

$Shrinkage \ \ \& \ \ temperatur \ e = 0.0018*b*h = 0.0018*100*50 = 9cm^2$

$As_{\min} = 9cm^2 ..... Control$

$$Select \ ¤14@15cm \Rightarrow As = \frac{100}{15} * \left(\frac{® *1.4^2}{4}\right) = 10.26cm^2 > As_{\min} = 9cm^2$$

Design of Positive moment

$$Select\text{¤}14@15cm \Rightarrow As = \frac{100}{15} * \left(\frac{\text{®} * 1.4^2}{4} \right) = 10.26cm^2 > As_{\min} = 9cm^2$$

Design In Y-directions:

Design of negative moment

$$Select\text{¤}14@15cm \Rightarrow As = \frac{100}{15} * \left(\frac{\text{®} * 1.4^2}{4} \right) = 10.26cm^2 > As_{\min} = 9cm^2$$

Design of positive moment

$$Select\text{¤}14@15cm \Rightarrow As = \frac{100}{15} * \left(\frac{\text{®} * 1.4^2}{4} \right) = 10.26cm^2 > As_{\min} = 9cm^2$$

4.14 Design of Well Wall:

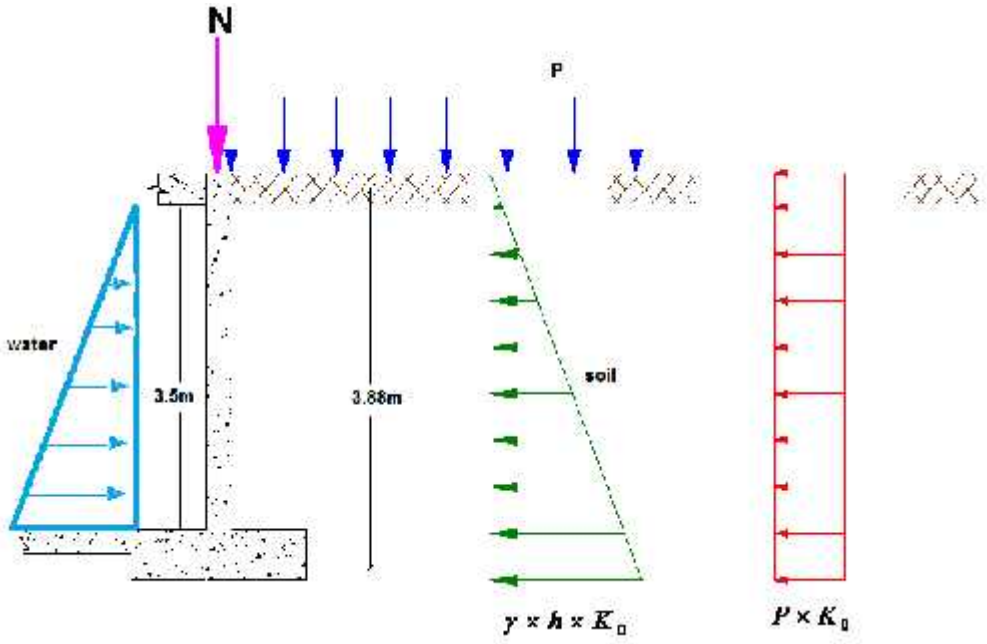


Figure (4-29) : Load on Well Wall.

⇒ **Loading :**

- **Self weight of earth :**

$q_1 = ¥ \times h \times K_0$

Assume that :

$¥_{soil} = 18\ Kn/m^3$ (eq. 4.65)

$¯ = 30^{-}$

$K = 0.5$

$q_1 = 18 \times 3.88 \times 0.5 = 34.92\ \text{KN/m}^2$

- **Load from live load(from students):**

$q_2 = P \times K_0$ (eq. 4.66)

$q_2 = 5 \times 0.5 = 2.5\ \text{KN/m}^2$

- **Normal Load :**

Is very small , it will be neglected (safe side) .

- **water loud :**

$q_1 = ¥ \times h$

Assume that :

$¥_{waterl} = 10\ Kn/m^3$ (eq. 4.67)

$qwater = 10 \times 3.5 = 35\ \text{KN/m}^2$

W_{min}= 2.5*1= 2.5 kN/m

W_{max}= 2.5*1 + 34.92*1= 37.42 kN/m

$W_{min(factored)}$ =1.6*2.5= 4 kN/m

$W_{max(factored)}$ = 1.6*37.42= 59.87 kN/m

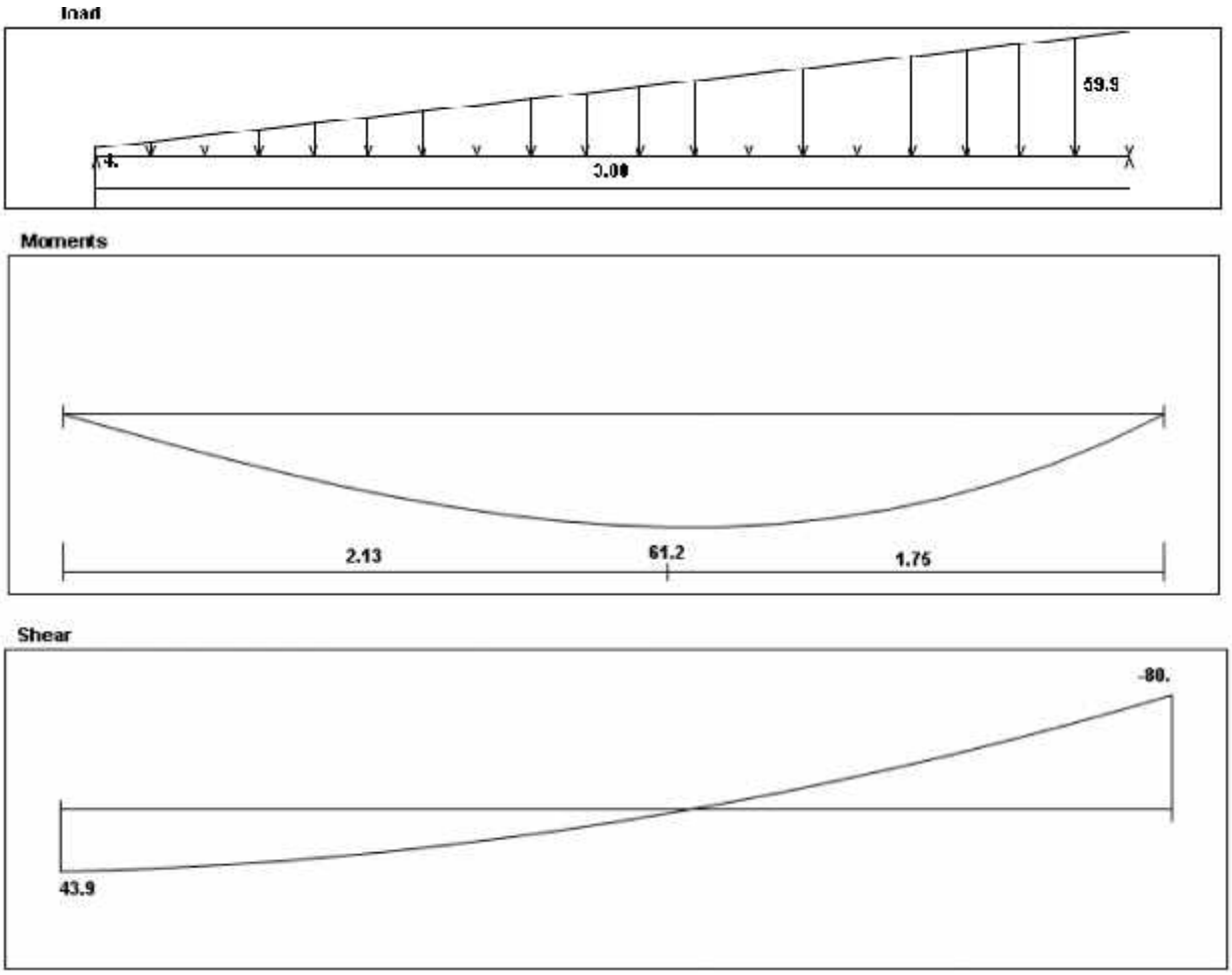


Figure (4-30): Loads & Shear/Moment envelope for well wall from soil direction.

⇒ **Design :**

Design of the Vertical reinforcement:

d=250-20-7=223mm

Mu =61.2 kN.m

Mn =61.2 /0.9 =68 kN.m

$$m = \frac{Fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{68*10^{-3}}{1*0.223^2} = 1.367 Mpa$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times m\times Kn}{f_y}}\right) \qquad \text{(eq. 4.24)}$$

$$° = \frac{1}{20.588}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.588\times 1.367}{420}}\right) = 3.37*10^{-3}$$

$$As_{Req.} = ° * b * d = 0.00337 * 22.3 * 100 = 7.52cm^2 \qquad \text{(eq. 4.13)}$$

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

$$As_{Req.} = 7.52cm^2 > As_{Shrinkage} = 4.5cm^2$$

$$\#\, of\ bar\ \ in\ on\ meter = \frac{752}{154} = 5$$

Select Φ14@20cm c/c

Design of the Horizontal reinforcement:

Select the greater of:

$$As_{horezantal} = 0.002 * 1000 * 250 = 500mm^2\ /\ m$$

$$\#\, of\ bar\ \ in\ on\ meter = \frac{500}{50.24} = 9.95$$ For two layers.

Select Φ8@20cm c/c , In tow layer

Check for Shear :

$$Vu = 80 - \frac{(59.87 + 54.5)}{2}\times(0.15 + 0.223) = 58.67KN.m$$

$$¤ \times Vc \geq Vu$$

$$¤ \times Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{fc'}\times b\times d = \frac{0.75}{6}\sqrt{24}\times 1000\times 223 \qquad \text{(eq. 4.24)}$$

$$¤.Vc = 136.56 >> Vu = 58.67kN$$

$$\therefore\ No\ Shear\ \text{Re}iforcement\ \text{Re}quired$$

4.15Design of Stairs:

4.15.1 Determination of Slab Thickness:

L = 0.4+3.3 +0.6= 4.3m.

h_{req} = L/ 20 (eq. 4.68)

h_{req} = 430 / 20 = 21.5 cm ……take h= 25 cm.

$\Rightarrow$ **Use h = 25cm**.

$\theta = \tan^{-1}(1.87 / 3.3) = 29.54^{o}$

Cos θ = 0.87

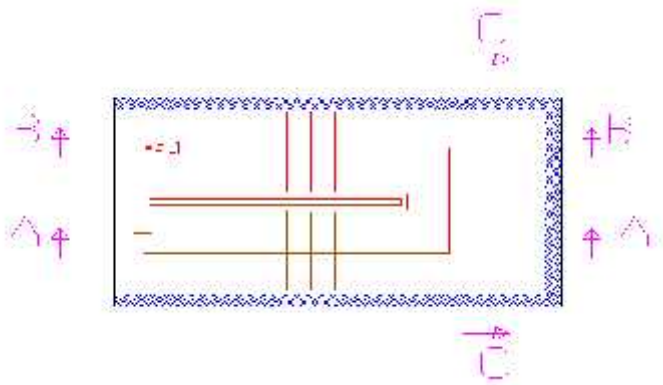


Figure (4-31): Stairs plan

4.15.2 Load Calculations at section (A-A):

4.15.2.1 Load on Stringer:

Dead Load:

Tiles = 0.03*22*((0.33+0.16)/0.30) = **1.078 KN/m**.

mortar = 0.02*23 *((0.16+0.33)/0.3) = **0.751 KN/ m**.

Plaster = (0.03*23)/ (Cos 28.1) = **0.782 KN/ m**.

Steps =0.16*0.5*25*1 = **2 KN / m**.

Slab = 0.25 *25/ Cos 29.54 = **7.184 KN/ m**.

Total dead load = **11.9 KN/ m**.

Live load:

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

Factored load

qu =1.2*11.9 + 1.6*5 = 22.3 KN/ m^2.

For one meter Strip, *qu* = 22.3 KN/ m.

4.15.2.2 Load on landing:

Dead Load:

Tiles = 0.03*22 = 0.66 kN/m^2

Mortar =0.02*23 = 0.46 kN/m^2

Slab = 0.25*25 = 6.25 KN/m^2.

Plaster = 0.03*23 = 0.66 KN/m^2.

Total dead load = 8.03 KN/m^2.

Live load:

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

Factored load

qu =1.2*8.03+ 1.6 *5 = 17.64KN/ m^2.

For one meter Strip, *qu* = 17.64 KN/ m.

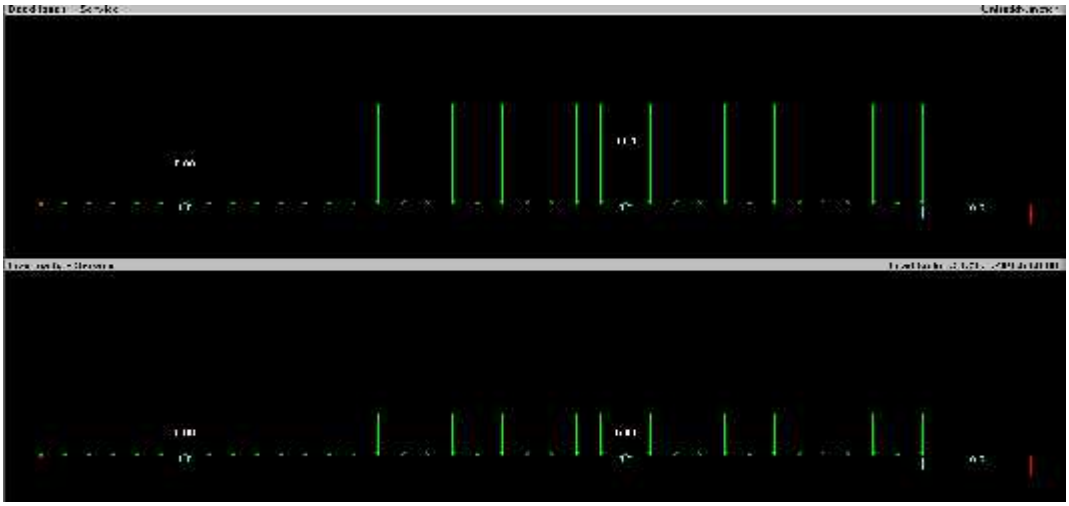


Figure (4-32): Loads on stairs

4.15.3 Design of Shear:

- Assume Ø 12 for main reinforcement:-

So, d = 250-20 -12 = 218 mm = 21.8 cm

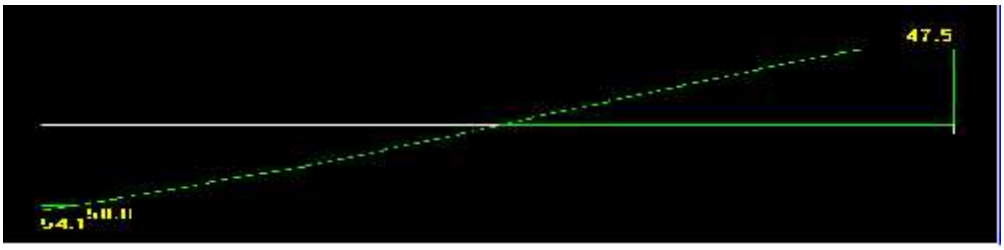


Figure (4-33): Shear Envelope

Vu = 35 KN .

$$¤Vc = \frac{¤\sqrt{f_c'} * b_w * d}{6} \qquad \text{(eq. 4.24)}$$

$$¤Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 218}{6} = 133.5KN$$

Vu = 35 KN < ¤*Vc* = 133.5 KN .

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

4.15.4 Design of Bending Moment:

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair

Figure (4-34):Moment Envelope

Mu = 48.6 kN.m

Mn = Mu / 0.9 = 48.6 / 0.9 = 54 KN.m.

d = 21.8 cm.

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

$$K_n = \frac{54 * 10^6}{1000 * 218^2} = 1.136 MPa \ .$$

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

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

- $$= \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 1.136}{420}}\right) = 2.83 * 10^{-3}$$

As_{req} = $2.83 * 10^{-3} * 100 * 21.8$ = 6.16 $cm^{2.}$

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

$As_{\min}$ = 4.5 $cm^2 \leq As_{req}$ = 6.16 cm^2

Use Φ 12 >>> 616/113 = 5.45

Use 1Φ 12 @ 17.5 cm c/c …….. with As =(100 / 17.5)*1.13 = 6.46 cm².

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

Check for strain:

Tension = Compression

$$A_s * fy = 0.85 * fc' * b * a$$
$$646 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$
$$a = 13.3mm$$
$$x = \frac{a}{1} = \frac{13.3}{0.85} = 15.6mm$$
$$\pounds_s = \frac{218 - 15.6}{15.6} * 0.003$$
$$\pounds_s = 0.0389 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.15.5 Secondary reinforcement:

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 25 = 4.5cm^2 \quad \text{(eq. 4.13)}$$

Use Φ12 @ 20 cm …….. With As = (100 / 20)*1.13 = 5.65 cm².

4.15.6 Stairat section (A-A) Details:

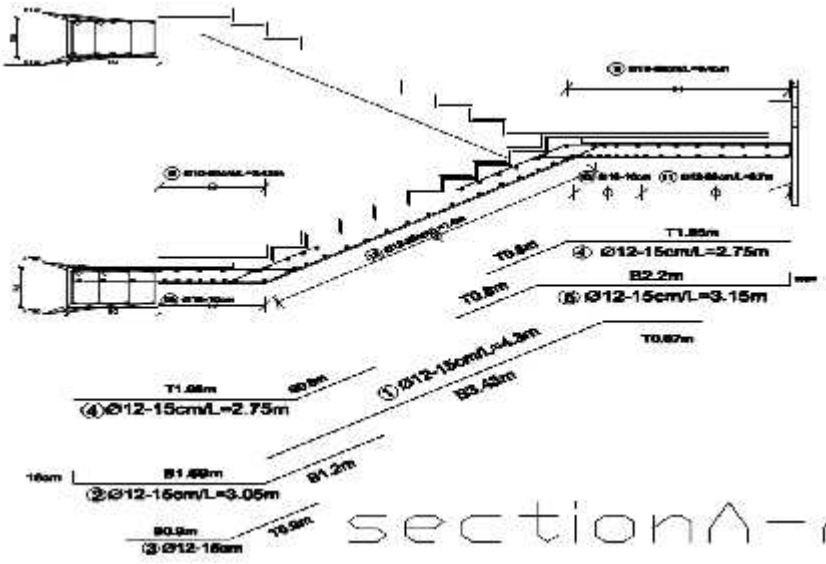


Figure (4-35): Stair Section

- Design for landing (L1):

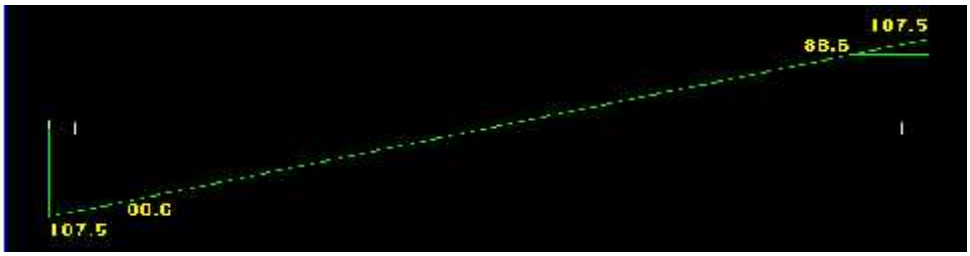


Fig. (4-36): Structural System of Landing (L1)

- Calculate the maximum bending moment:

$Mu_{max} = 78.3 NK.m$

Mn = Mu / 0.9 = 78.3 / 0.9 = 87 KN.m/m

d = h – 20 – db/2 = 250 – 20 – 14–14/2 = 209 mm

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

$$K_n = \frac{87 * 10^6}{1000 * 209^2} = 2MPa \ .$$

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

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

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 2}{420}}\right) = 0.005$$

As_{req} = 0.005*1000*209 = 1045 mm^2/m> As_{min} = 450mm^2/m…. OK

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

Use Φ 14@ 13cm c/c in land loaded flight

And Use Φ 12@ 20cm c/c in land unloaded flight

- Check for strain:

Tension = Compression

$$A_s * fy = 0.85 * fc^{\backslash} * b * a$$
$$1045 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$
$$a = 21.51$$
$$c = \frac{a}{1} = \frac{21.51}{0.85} = 25.31 mm$$
$$£_s = \frac{209 - 25.31}{25.31} * 0.003$$
$$£_s = 0.022 \geq 0.005 \longrightarrow ok$$

4.16Design of Shear wall (W26):

To design shear walls we use (CSI ETABS) Software, and this is a manual example of shear wall design:

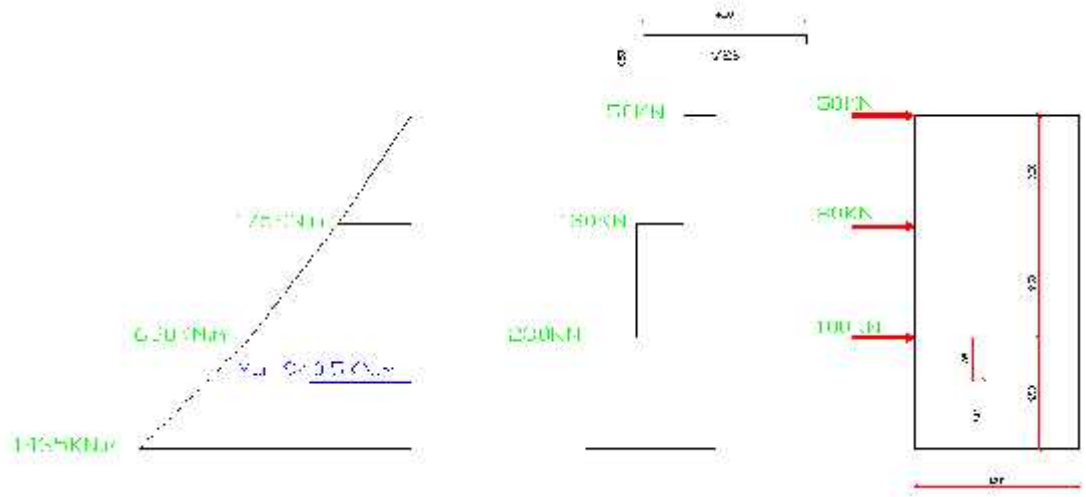


Figure (4-37): Moment & Shear-Diagram for Shear Wall (W26).

Shear Wall Design Parameters:

fc' =24 MPa

fy =420 MPa.

h=25 cm. Shear wall thickness.

L_w= 4.30m. shear wall width

Hw=10.5 m. Stories height.

Design of the Horizontal reinforcement:

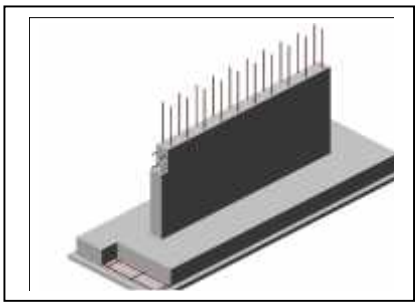
Internal forces & moments:

$$\sum Fx = Vu = 230KN$$

Critical Section

$$\frac{Lw}{2} = \frac{4.3}{2} = 2.15m(Control)$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{10.5}{2} = 5.25m \longrightarrow Mu = 940.5KN$$



Design it by using Reinforced concrete:

Vu=230 KN

Vn=Vu/0.75=306.67KN

Design of shear

$$d = 0.8 * Lw = 0.8 * 4.3 = 3.44m$$

$$Vc_1 = \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * h * d = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 250 * 3440 * 10^{-3} = 702.2KN\,(Control\,) \ldots\ldots\ldots\ldots (eq.4.69)$$

$$Vc_2 = \frac{\sqrt{fc'} * h * d}{4} + \frac{N_u * d}{4 * l_w} = (\frac{\sqrt{24} * 0.25 * 3.44}{4} + \frac{1 * 3.44}{4 * 4.3}) * 10^3 = 1253.3KN \ldots\ldots (eq.4.70)$$

$$Vc_3 = \left(\frac{\sqrt{fc'}}{2} + \frac{l_w\left(\sqrt{fc'} + \dfrac{2 * N_u}{l_w * h}\right)}{\dfrac{M_u}{V_u} - \dfrac{l_w}{2}} \right) * \frac{h * d}{10} \ldots\ldots\ldots\ldots (eq.4.71)$$

$$= \left(\frac{\sqrt{24}}{2} + \frac{4.3\left(\sqrt{24} + \dfrac{2 * 1}{4.3 * 0.25}\right)}{\dfrac{940.5}{230} - \dfrac{4.3}{2}} \right) * \frac{0.25 * 3.44}{10} * 10^3 = 1499.7KN$$

$$Vs = Vn - Vc1 \ldots\ldots\ldots\ldots (eq.4.72)$$

$$Vs = 306.67 - 702.2 = -395.53KN \longrightarrow \underline{not\ \ but\ \ use\ \ \min(}\frac{Av_h}{S})$$

$$\left(\frac{Av_h}{S}\right)_{min} = 0.0025 * h = 0.0025 * 0.25 = 0.625 * 10^{-3} m\,(Control\,) \ldots\ldots\ldots\ldots (eq.4.72)$$

$$S_{max} = \frac{Lw}{5} = 4300 / 5 = 860\,mm \ldots\ldots\ldots\ldots (eq.4.73)$$

$$S_{max} = 3 * h = 3 * 250 = 750\,mm$$

$$select \longrightarrow 2¤10 \longrightarrow As = 1.58cm2$$

$$\frac{Av}{S_{req}} = 0.625\,mm$$

$$\frac{158}{S_{req}} = 0.625 \rightarrow S_{req} = 252.8mm\,(Control\,)$$

$$Select \ldots.. S = 20cm < Sreq. = 25.28cm$$

$$S\ \ selected = 20cm < 75cm < 86cm$$

$$use \ldots. 2¤10 @ 20cm\,(c/c)in\,2\ \ layer$$

Select 2Φ10/20cm. In tow layer

Design of the Vertical reinforcement:

$$A_{vv} = (0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{hw}{lw})(\frac{Avh}{Sh} - 0.0025))S_1 h_1 \text{.....(eq.4.74)}$$

$$\frac{A_{vv}}{S_1} = (0.0025 + 0.5(2.5 - 2.44)(\frac{158}{200 * 250} - 0.0025)) * 250 = 0.63$$

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{10.5}{4.3} = 2.44 \le 2.5$$

$$\frac{A_{vv}}{S_1} = 0.63$$

$$S_1 = \frac{1}{3} L_w = \frac{1}{3} \times 4300 = 1433.33mm$$

$$S_1 = 3 \times h = 3 \times 250 = 750mm$$

$$Select\ 2¤10\ With\ area\ As = 158mm^2$$

$$\frac{158}{S1} = 0.63$$

$$\therefore S_1 = 250.79mm(Control)$$

$$Select\ S_1 = 20cm < 25.08cm$$

$$S = 20cm$$

$$\longrightarrow Select\ 2¤10/20cm\ c/c$$

Select 2Φ10/20cm. In tow layer

Design of bending moment:

Mu = 1435 KN.m

$$Asv = \frac{Lw}{S1} \times As_v \longrightarrow = \frac{4.3}{0.20} \times 158 = 3397mm^2$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + (0.85 * \quad * fc' * Lw * h)/(Asv * Fy)} \qquad \text{(eq. 4.75)}$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + (0.85 \times 0.85 \times 24 \times 4.3 \times 0.25)/(3397 \times 10^{-6} \times 420)} = 0.0664$$

$$Muv = 0.9 \times Fy \times 0.5 \times Asv \times Lw \times \left(1 - \left(\frac{Z}{Lw}/2\right)\right) \qquad \text{(eq. 4.76)}$$

Muv= $0.9 * 420 * 0.5 * 3397 \times 10^{-3} \times 4.3 * (1 - \frac{0.0664}{2}) = 2669\ kN.m$

Muv> Mu

Boundary steel is not required.

The end.

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

0

٥.١ مقدمة.

٥.٢ النتائج .

٥.٣ التوصيات .

٥-١ 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 لمدرسه للذكور المقترح بناءها في مدينه الخليل .

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

٥-٢ النتائج:

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادرا 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. برامج الحاسوب المستخدمة :

هناك عدة برامج حاسوب تم استخدمها في هذا المشروع وهي:

a) AUTOCAD 2010/2007 : و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
b) 3D studio Max & Sketch up5 : برنامج رسم ثلاثي الأبعاد.
c) STAAD PRO: وذلك لإجراء التحاليل الإنشائية لبعض العناصر الإنشائية.
d) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
e) SAP2000: لتصميم بعض العناصر الإنشائية (Truss).
f) (Office XP) : تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع.
g) Etabs: لتحليل وتصميم جدران القص.

7. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.

٥-٣ التوصيات :

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

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

الملاحق

قائمة المصادر والمراجع

١. كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، ١٩٩٠م.

٢. تلخيص الأستاذ المشرف.

3. Building Code Requirements for Structural Concrete)ACI 318M-05 (and Commentary, USA, 200.٨

4. Uniform Building Code (UBC 97).

APPENDIX (A)

ARCHITECTURAL DRAWINGS

This appendix is an attachment with this project

APPENDIX (S)

STRUCTURAL DRAWINGS

This appendix is an attachment with this project

APPENDIX (C)

TABLE 9.5(a)—MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

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

Notes:
Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density w_c = 2320 kg/m^3) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:
a) For structural lightweight concrete having unit density, w_c, in the range 1440-1920 kg/m^3, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.
b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

Table (MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

جدول

الأحمال الحية للأرضيات و العقدات

نـوع المبـنى		الاستعمال (الاشغال)	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عـام	خـاص		كن/م٢	كـن
المباني السكنية والخاصة	المنـازل والبيـوت والشـقق السكنيـة والأبنية ذات الطـابق الواحـد.	جميع الغرف بما في ذلك غـرف النـوم والمطابـخ وغرف الغسيل وما شابه ذلك	2.000	1.400
	الفنـادق والموتيلات والمستشفيات	غرف النوم	2.000	1.800
	منـازل الطلبـة ومـا شابهـا	غرف وقاعات النوم	2.000	1.800
المباني العامة	القاعـات العامـة وقاعـات التجمـع والمسـاجد والكنـائس وقاعـات التـدريس والمسارح ودور السينما 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

- تم بحمد الله -