بسم الله الرحمن الرحيم

جامعـــــــــة بوليتكنك فلسطيـــــــن

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية تخصص هندسة مباني

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لفندق مقترح إنشاؤه في مدينة الخليل.

فريق العمل

ثقيف محاميد عبدالمنعم العمله عربي شحاتيت معتز شكارنة

إشراف

د.ماهر عمرو

فلسطين– الخليل

٢٠١٣-٢٠١٤م

بسم الله الرحمن الرحيم

التصميم الإنشائي لفندق مقترح إنشاؤه في مدينة الخليل.

فريق العمل

ثقيف محاميد عبدالمنعم العمله عربي شحاتيت معتز شكارنة

إشراف :

د . ماهر عمرو

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعـــة بوليتكنك فلسطيـــن

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على

درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني

كلية الهندسة و التكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل- فلسطين

٢٠١٣-٢٠١٤م

بسم الله الرحمن الرحيم

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

عمل التصاميم و التفاصيل الإنشائية الكاملة لفندق مقترح إنشاؤه في مدينة الخليل

فريق العمل

ثقيف محاميد عبدالمنعم العمله عربي شحاتيت معتز شكارنة

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

توقيع مشرف المشروع	**توقيع رئيس الدائرة**
د. ماهر عمرو	د.غسان الدويك
.....	.....

الإهداء

بدأنا بأكثر من يد وعانينا الكثير من الصعوبات وهانحن اليوم والحمد لله نطوي سهر الليالي وتعب الأيام وخلاصة مشوارنا بين دفتي هذا العمل **المتواضع**.

إلى منارة العلم الإمام المصطفى إلى الأمي الذي علم المتعلمين إلى سيد الخلق إلى رسولنا الكريم سيدنا محمد صلى الله عليه وسلم.

إلى الينبوع الذي لا يمل العطاء إلى من حاكت سعادتي بخيوط منسوجة من قلبها إلى والدتي العزيزة.

إلى من سعى وشقي لأنعم بالراحة والهناء الذي لم يبخل بشيء من أجل دفعي في طريق **النجاح الذي علمني أن أرتقي** سلم الحياة بحكمة وصبر . إلى والدي العزيز.

إلى من حبهم يجري في عروقي ويلج بذكراهم فؤادي ، **إلى أخواتي وأخواني**.

إلى من سرنا سوياً ونحن نشق الطريق معاً نحو النجاح والإبداع إلى من تكاتفنا يداً بيد ونحن نقطف زهرة تعلمنا **إلى زملائي الأعزاء**.

إلى من علمونا حروفا من ذهب **وكلمات من درر وعبارات من أسمى وأجلى عبارات في** العلم إلى من صاغوا لنا علمهم **حروفا** ومن فكرهم منارة تنير لنا سيرة العلم والنجاح إلى أساتذتنا الكرام ، وإلى الدكتور القدير ماهر عمرو.

إلى كل من ساهم في إنجاز هذا العمل المتواضع .

إلى كل هؤلاء نهدي هذا البحث.

فريق العمل

كلمة للشكر

لا بد لنا ونحن نخطو خطواتنا الأخيرة في الحياة الجامعية من وقفة نعود بها **الى أعوام** قضيناها في رحاب الجامعة مع أساتذتنا الكرام الذين قدموا لنا الكثير باذلين بذلك جهوداً كبيرة في بناء جيل الغد لتبعث الأمة من جديد ...

وقبل أن نمضي نقدم أسمى آيات الشكر والامتنان والتقدير والمحبة إلى الذين حملوا أقدس **رسالة** في الحياة ...

إلى الذين مهدوا لنا طريق الهداية والعلم والمعرفة ...

إلى جميع أساتذتنا الأفاضل ...

"كن عالما.. فإن لم تستطع فكن متعلما،فإن لم تستطع فأحب العلماء،فإن لم تستطع فلا تبغضهم"

نخص بالتقدير والشكر :

جامعتنا العزيزة ..... جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ....بطاقمها التدريسي والإداري

مشرفنا العزيز علينا ..... د.ماهر عمرو

فريق العمل

ملخص المشروع

عمل التصاميم و التفاصيل الإنشائية الكاملة للفندق المقترح إنشاؤه في مدينة الخليل

فريق العمل

ثقيف محاميد عبدالمنعم العمله عربي شحاتيت معتزشكارنة

إشراف :

د . ماهر عمرو

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لفندق مقترح إنشاؤه في مدينة الخليل بحيث يشمل المشروع تصميم كافة العناصر الإنشائية من عقدات وأعمدة وجدران وسلسلات .

يتكون المبنى من ، تسع طوابق ويتميز التصميم المعماري للمشروع بأنه تم بأسلوب يقوم على تعدد المناسيب و الوظائف، إضافة إلى انه تم الاهتمام من قبل المصمم المعماري عند توزيع الكتل بتوفير الراحة وسهولة وسرعة الوصول للمستخدمين ,وتكمن أهمية المشروع في تنوع العناصر الإنشائية في المبنى مثل الجسور والأعمدة والبلاطات الخرسانية وغيرها .

سيتم التصميم - إن شاء الله – بناءً على متطلبات كود الخرسانة (ACI_318) وستتم الاستعانة ببعض برامج التصميم الإنشائي مثل: Atir, Autocad2007,Office2007,Safe & Etabs.

وغيرها ومن الجدير بالذكر انه استخدم الكود الأحمال الأردني ٢٠٠٦ لتحديد الأحمال الحية ، وسيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد وتحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر وإعداد المخططات التنفيذية لجميع العناصر الإنشائية التي تكون الهياكل الإنشائية للمبنى .

والله ولي التوفيق.

Abstract

Structural Design and Details of Hotel in Hebron

Project team

Abedalmunem Alamleh Arabi Shahateet

Mo'taz Shakarna Thaqeef Mahameed

Supervisor :

Dr. Maher Amro

The main object of this project is the structural analysis and design of all structural members of a Hotel. The Hotel is composed of 9 floors including the basement floor.

The differences in levels and irregularities in elevations by using of different types of stone claddings are regarded to make the architectural design special.

The structural design is based on ACI318- 2008 code in addition to using of several software such as . **AutoCAD, Atir , Csi safe .**

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
	الفهرس	VIII
	فهرس الجداول	XIV
	فهرس الأشكال	XV
	List of Abbreviations	XVII
الفصل الاول	**المقدمة**	١
١-١	مقدمة	٢
١-٢	نظرة عامة عن المشروع	٣
١-٣	مشكلة المشروع	٣
١-٤	أسباب اختيار المشروع	٤
١-٥	أهداف المشروع	٤
١-٦	خطوات المشروع	٥
١-٧	نطاق المشروع	٥
١-٨	حدود المشروع	٥
١-٩	وصف المشروع	٦
الفصل الثاني	**الوصف المعماري**	٧
٢-١	لمحة عامة عن المشروع	٨
٢-٢	دراسة عناصر المشروع	٨
	٢-٢-١ طابق التسوية	٨
	٢-٢-٢ الطابق الأرضي	٩
	٢-٢-٣ الطابق الأول	٩
	٢-٢-٤ الطابق الثاني	١٠
	٢-٢-٥ الطابق الثالث	١٠
	٢-٢-٦ الطابق الرابع	١١
	٢-٢-٧ الطابق الخامس	١١
	٢-٢-٨ الطابق السادس	١٢
	٢-٢-٩طابق السطح	١٢

٢-٣	النواحي المعمارية	١٣
	٢-٣-١ الحركة	١٣
٢-٤	الواجهات	١٤
	٢-٤-١ الواجهة الشمالية	١٤
	٢-٤-٢ الواجهة الجنوبية	١٤
	٢-٤-٣ الواجهة الشرقية	١٥
	٢-٤-٤ الواجهة الغربية	١٥
الفصل الثالث	**الوصف الإنشائي**	١٦
٣-١	مقدمة	١٧
٣-٢	هدف التصميم الإنشائي	١٧
٣-٣	الدراسات النظرية و التحليل و طريقة العمل	١٨
٣-٤	الأحمال	١٩
	٣-٤-١ الأحمال الميتة	١٩
	٣-٤-٢ الأحمال الحية	١٩
	٣-٤-٣ الأحمال البيئية	١٩
	٣-٤-٣-١ أحمال الرياح	١٩
	٣-٤-٣-٢ أحمال الثلوج	٢٠
	٣-٤-٣-٣ أحمال الزلازل	٢١
٣-٥	الاختبارات العملية	٢١
٣-٦	العناصر الإنشائية	٢١
	٣-٦-١ القدلت	٢٢
	٣-٦-١-١ عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slabs)	٢٢
	٣-٦-١-٢ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab)	٢٢
	٣-٦-١-٣ القدلت المصمتة (solid slab)	٢٣
	٣-٦-٢ الأدراج	٢٤
	٣-٦-٣ الجسور	٢٤
	٣-٦-٤ الأعمدة	٢٥
	٣-٦-٥ جدران القص	٢٥
	٣-٦-٦ الأساسات	٢٦
	٣-٦-٧ الجدران الاستنادية	٢٧

٢٧	فواصل التمدد (Expansions Joints)	٣-٧
27	برامج الحاسوب التي تم استخدامها	٣-٨
Chapter Four	**"Structural Analysis and Design"**	28
4-1	**Introduction**	29
4-2	**Factored loads**	29
4-3	**Determination of thickness of Slabs.**	٣٠
	4.3.1 Determination of Thickness for One Way Rib Slab	٣٠
	4.3.2 Determination of Thickness for two Way Rib Slab	٣٠
4-4	**Design of Topping**	33
٤-٥	**Load calculation**	٣٤
	4.5.1 Calculations of Dead load	٣٤
	4.5.2 Calculations of Live load	٣٥
٤-٦	**Design of flexure of rib(BF-R1)**	٣٥
	4.6.1: Design of Negative moment of rib (BF-R1)	٣٥
	4.6.2: Design of Positive moment of rib (BF-R1)	٣٦
٤-٧	**Design of tow way ribbed slab.**	٣٩
	4.7.1 Design of Rib (negative moment)	٤١
	4.7.2 Design of Rib (positive moment in short direction)	٤٢

	4.7.3 Design of Rib in short direction (negative moment discontinuous edge	٤٢
	4.7.4 Design of Rib in long direction (positive moment discontinuous edge)	٤٣
	4.7.7 Design of shear for rib	٤٤
٤-٨	**Design of Beam (7F-B14)**	٤٥
	4.8.1 :Design calculation of beam (7F-B14)	٤٥
	4.8.2: Design of positive moment for beam (7F-B14) for span 1	٤٨
	4.8.2: Design of positive moment for beam (7F-B14) ٢for span	٤٩
	4.8.4: Design of negative moment for beam (7F-B14)	٥٠
	4.8.5: Design of shear for Beam (7F-B14)	٥١
٤-٩	**Design of Column (C3) "in basement floor":**	٥٣
	4.9.1: Check Slenderness Effect	٥٣
	4.9.2 Selecting longitudinal bars	٥٣
٤-١٠	**Design of footing (F 5):**	٥٥
	4.10.1: Load Calculation	٥٥
	4.10.2 Depth of footing and shear design	٥٦
	4.10.3 :Design for Bending Moment of long direction	٥٨

	4.10.4: Design for Bending Moment of short direction	٥٩
٤-١١	**Design of combined footing**	٦١
	4.11.1 Determination of footing Dimension	٦١
	4.11.2 Determination of footing depth	٦١
	4.11.2 Check for two way shear action (punching)	٦٢
	4.11.3 Design for Bending Moment	٦٢
	4.11.4: Designe the the flexural reinforcement in the transvers direction	٦٣
	4.11.5 Combined Footing Details	٦٤
٤-١٢	**Design of Strip Footing Under Shear Wall (WF1)**	٦٥
	4.12.1Depth of footing and shear design	٦٥
٤-١٣	**Design of Stairs**	٦٨
	4.13.1 Determination of Slab Thickness	٦٨
	4.13.2 Load Calculations at section (A-A)	٦٨
	4.13.2.1 Load on Stringer	٦٨
	4.13.2.2 Load on landing	٦٩
	4.13.3 Design of Shear	٦٩

	4.13.4 Design of Bending Moment	٧٠
	4.13.5 Secondary reinforcement	٧١
	4.13.6 Stairs at section (A-A) Details	٧٢
٤-١٤	**Design of Basement wall**	٧٥
	4.14.2: Design of Bending Moment	٧٦
	4.14.3: Basement wall details	٧٧
٤-١٥	**Design of Shear wall**	٧٨
	4.15.1: Design of Shear Wall	٧٩
	4.15.2: Calculate shear strength for shear wall	٨٠
	4.15.3: Design of the Vertical reinforcement	٨١
	4.15.4: Design of bending moment	٨١
	4.15.5 Design the boundary element	٨٢
٨٣	**التوصيات**	الفصل الخاهس

فهرس الجداول

رقم الجدول	الجدول	رقم الصفحة
1-3	جدول الكثافة النوعية للمواد المستخدمة (احمال ميتة)	١٩
٢-٣	أحمل الثلوج	٢٠
1-4	Dead load calculation for Topping	٣٣
2-4	Dead load calculation for one way rib	٣٤
٣-4	Dead load calculation for tow way Rib	٣٩
4-4	Weight of the materials acting directly on the beam	45
5-4	Calculation of the total Fx.	٧٩

فهرس الأشكال

رقم الشكل	الشكل	رقم الصفحة
٢-١	مخطط طابق التسوية	8
٢-٢	مخطط الطابق الارضي	9
٢-٣	مخطط الطابق الاول	٩
٢-٤	مخطط الطابق الثاني	١٠
٢-٥	مخطط الطابق الثالث	١٠
٢-٦	مخطط الطابق الرابع	١١
٢-٧	مخطط الطابق الخامس	١١
٢-٨	مخطط الطابق السادس	١٢
٢-٩	مخطط طابق السطح	١٢
٢-١٠	الموقع العام للمبنى	١٣
٢-١١	الواجهة الشمالية	١٤
٢-١٢	الواجهة الجنوبية	١٤
٢-١٣	الواجهة الشرقية	١٥
٢-١٤	الواجهة الغربية	١٥
٣-١	العناصر الانشائية المكونة لمعظم المباني	٢١
٣-٢	عقدة العصب ذات الاتجاهين	٢٢
٣-٣	العقدات ذات العصب الواحد	٢٣
٣-٤	العقدات المصمتة	٢٣
٣-٥	الدرج	٢٤
٣-٦	جسر	٢٤
٣-٧	نوع من أنواع الأعمدة	25
٣-٨	جدار قص	26
9-3	اساس مفصل	26
10-٣	جدار استنادي	٢٧
٤-1	Panel of tow ribbed slab	٣٢
٤-2	section of ribbed slab	٣٣

38	Shear& Moment Envelop of rib (BF-R1)	**3-٤**
٣٩	Typical section in rib slab	**4-٤**
40	Tow way rib slab	**5-٤**
40	Moment diagram	**6-٤**
46	spans and section of beam (7F-B14)	**7-4**
47	Moment And Shear Diagram of beam (7F-B14)	**8-4**
52	Section in beam RC & stirrups	**9-4**
٥٤	column 3 section & stirrups	**١٠-٤**
٥٦	one and two way shear	**١١-٤**
٦٠	one and two way shear Foundation 5 section	**١٢-٤**
٦٠	Foundation 5 plan	**١٣-٤**
٦٤	Combined footing 15 section	**١٤-٤**
٦٤	Combined footing 15 plan	**١٥-٤**
٦٧	strip footing sections & plan sec	**١٦-٤**
٦٨	Stairs plan	**١٧-٤**
٦٩	Loads on stairs	**١٨-٤**
٦٩	Shear Envelope	**١٩-٤**
٧٠	Moment Envelope	**٢٠-٤**
٧٢	stairs section (A-A)	**٢١-٤**
٧٢	load and Moment Envelope diagrams	**٢٢-٤**
٧٥	Moment & Shear diagram for Basement wall	**٢٣-٤**
٧٧	Basement wall details	**٢٤-٤**
٧٨	Forces & Moment diagram	**٢٥-٤**
٨٢	Shear wall 4 plan	**٢٦-٤**

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.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **S** = Spacing of shear 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.
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- ε_c **=** compression strain of concrete = 0.003.
- ε_s **=** strain of tension steel**.**
- $\acute{\varepsilon}_s$**=** strain of compression steel.
- **ρ** = ratio of steel area .

المقدمة

١-١ مقدمة

١-٢ نظرة عامة عن المشروع

١-٣ مشكلة البحث (المشروع)

١-٤ أسباب اختيار المشروع

١-٥ أهداف المشروع

١-٦ نطاق المشروع

١-٧ خطوات المشروع

١-٨ حدود المشروع

١-٩ وصف المشروع

١-١ مقدمة :

منذ أن وجد الإنسان على هذه البسيطة وهو يسعى دوما بجهد دؤوب ليحقق لنفسه أفضل ظروف الحياة والمعيشة . زادت جهوده وتطلعاته وأصبح يبحث عن رزقه في أماكن بعيدة ، كما وبحث عن الرفاهية والاستجمام ، مما جعله يتنقل في منطقة جغرافية واسعة بعيدا عن مكان عيشه الأصلي .

وبسبب إقبال السكان على السفر بأعداد كبير ، وصعوبة البحث عن منازل اوشقق للاستئجار ، خاصة عندما يكون زمن الرحلة قصيرا ، أو حتى بحث المسافر عن الخدمات الجاهزة مثل السكن والطعام والأمان ، أتت الحاجة إلى بناء الفنادق لتقدم حلا لهذه المشاكل ، ولتوفر المساكن والخدمات للأفراد .

المباني الفندقية تختلف من مكان لآخر سواء على مستوى الدول أو حتى على مستوى المدن المتجاورة في الدولة نفسها لأن لكل مكان طبيعته الخاصة التي تحدد كيفية تقسيم الخدمات والشقق داخل المبنى .

وستختلف أيضاً من حيث طبيعة الاستخدام ومن حيث الحجم فمنها الكبير ومنها الصغير ، وايضا تختلف من ناحية الجودة فمنها ما هو ذو مواصفات عالية جدا وأخرى ذات مواصفات أقل ، وبالطبع كل إنسان يختار ما يناسبه من حيث المواصفات والسعر والجودة .

ومن هذه المباني الفندق المقترح بناؤه في هذا المشروع ، فهو يحتوي على الكثير من الغرف بأحجام واستخدامات مختلفة تناسب الكثير من الناس ، مزودة بكافة الخدمات التي قد يحتاجها المستخدم لتوفير الراحة والأمان .

ولهذا السبب كان حريا على المهندسين بجميع تخصصاتهم إيجاد الحلول المناسبة لإنشاء هذه المباني ، من تصميم وتطوير وتحسين . بحيث يتم دراستها معماريا وإنشائيا وتصميمها بحيث تكون قادرة على تحمل كافة المؤثرات والقوى الواقعة عليها، وبحيث تقوم بالدور المنوط بها على أكمل وجه .

لذا ولأهمية هذه المشاريع ، والحاجة الضرورية لإقامتها وقع اختيارنا على فندق تتوافر فيه الكثير من المواصفات التي تجعله من أفضل المنشآت في هذا المجال لإجراء دراسة إنشائية متكاملة تشمل التحليل الإنشائي وتصميم العناصر المختلفة للمبنى للوصول إلى مبنى قادر على تحمل كافة القوى المؤثرة عليه ويصبح المشروع قابلا للتنفيذ.

١-٢ نظرة عامة عن المشروع :

المباني الفندقية هي عبارة عن بناء متعدد الطوابق يحتوي على على عدد من الغرف في كل طابق ، وقد تختلف هذه الغرف عن بعضها البعض من حيث الحجم او المواصفات وأيضا الأسعار ، وقد تكون جميعها ذات نفس المواصفات والحجم .

المبنى الفندقي المقترح إنشاؤه مكون من طابق التسوية والطابق الأرضي و سبع طوابق ، وتختلف هذه الطوابق عن بعضها البعض من حيث الاستخدام فمثلا يستخدم طابق التسوية موقفا للسيارات والطوابق الأرضي والأول مخصصةً للمحلات التجارية وقاعة الاستقبال وبعض الخدمات المناسبة وأما الطوابق الأخرى فتحتوي على غرف وحمامات مناسبة لنزلاء الفندق.

كون هذا المبنى يعتبر من المباني الكبيرة فقد تم مراعاة إنشاء عدد مناسب من الأدراج والمصاعد الكهربائية ،والمبنى في مجمله مكون من طابق تسوية وثمان طوابق بمساحة إجمالية تفوق ٨٥٠٠ متر مربع يحتوي على الكثير من الخدمات والفعاليات المطلوبة .

١-٣ مشكلة البحث (المشروع) :

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل و التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة للمبنى الذي تم اعتماده ، وفي هذا المجال تم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات و الأعصاب والجسور ...الخ ، بتحديد الأحمال الواقعة عليه ، ومن ثم تحديد أبعادها وتصميمها وتحديد التسليح اللازم لها . مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ ، وتم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها؛ لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ .

١-٤ أسباب اختيار المشروع :

لقد تم اختيار المشروع للأسباب التالية :

١. اكتساب المهارة و القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة ، و ذلك بالقيام بتصميم مبنى يحتوي على جميع العناصر الإنشائية من جسور وأعمدة وعقدات وحوائط ... الخ .
٢. معرفة كافة التفاصيل الإنشائية للمبنى والحلول الممكنة لها.
٣. ازدياد الاهتمام في السنوات الأخيرة بالسياحة والسفر وبالتالي توجب انشاء الفنادق السياحية.

ومن الأمور التي دفعتنا إلى هذا البحث هو تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا في جامعة بوليتكنك فلسطين لاستيفاء شروط التخرج والحصول على درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية لتخصص هندسة المباني.

١-٥ أهداف المشروع :

يمكن حصر الأهداف الرئيسية المنشود تحقيقها من خلال هذا المشروع هي التالية:

١. توفير التصميم الإنشائي المتكامل لمختلف العناصر الموجودة في المبنى ، بحيث يتم القيام بتجهيز مختلف المخططات الإنشائية لجميع أنواع العناصر الإنشائية.
٢. العمل على توظيف كافة المعلومات التي تم اكتسابها خلال الحياة الدراسية من خلال المساقات المختلفة من اجل الوصول إلى مشروع متكامل.
٣. التعرف على نماذج وطرق إنشائية جديدة لم يتم اكتسابها خلال الدراسة ومعرفة كيفية التعامل معها حسب الحاجة.
٤. إظهار القدرة الإنشائية على التعامل مع الجانب المعماري للمبنى مع المحافظة على التصميم المعماري دون أي تغيير .

١-٦ خطوات المشروع :

يمكن إجمال مراحل دراسة المشروع في الخطوات التالية :

١. الدراسة الدقيقة لمختلف المخططات المعمارية الموجودة في المبنى .

٢. في حالة الحاجة القصوى إلى إجراء أي تعديل معماري بعد دراسة المخططات المعمارية سوف تتم عملية مراجعة المصمم المعماري و مشاورته في أي تعديل يراد ادخاله على المخططات ، و أيضا في حال وجود أي نقص في أي مخططات معمارية سيتم اتمامه.

٣. العمل على دراسة كل جميع المخططات وتحديد العناصر الإنشائية المطلوبة .

٤. تحديد كافة أنواع الأحمال ، من أحمال ميتة أو أحمال حية أو أحمال بيئة .

٥. القيام بعملية التحليل الإنشائي لجميع العناصر الانشائية.

٦. القيام بعملية التصميم الإنشائي لمختلف العناصر الإنشائية .

٧. القيام بعملية التأكد من صحة ومنطقية حلول التصميم التي تم التوصل إليها.

٨. القيام بتجهيز المخططات الإنشائية لجميع المباني على تنوعها.

١-٧ خلاق المشروع :

سوف تقتصر الدراسة في هذا المشروع على إعداد المخططات الإنشائية الهندسية المطلوبة لمختلف العناصر الإنشائية في المباني الموجودة على تنوعها، لتتكامل هذه التصاميم مع التصاميم المعمارية المعدة مسبقا.

١-٨ حدود المشروع :

تكمن حدود المشروع في تصميم العناصر الإنشائية المختلفة، حيث تم عمل تصميم متكامل لهذه العناصر من عقدات وجسور،و أعمدة ، أساسات، جدران القص، وعمل المخططات الإنشائية المتكاملة بجميع تفاصيلها.

١-٩ وصف المشروع :

يتضمن وصف المشروع الفصول التالية :

الفصل الأول:

مقدمة عامة عن المشروع.

الفصل الثاني:

الوصف المعماري للمشروع.

الفصل الثالث:

الدراسة الإنشائية للمشروع بما يحتويه من عناصر إنشائية وأحمال، و الوصف الوظيفي لهذه العناصر.

الفصل الرابع:

التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية من عقدات وأعمدة وأعصاب وأساسات وجدران قص وغيرها .

الفصل الخامس:

النتائج والتوصيات.

الفصل السادس:

ملاحق المخططات المعمارية و الإنشائية.

الفصل الثاني
الوصف المعماري للمشروع

٢- ١لمحه عامه عن المشروع.

٢- ٢دراسة عناصر المشروع.

٢-٣ النواحي المعمارية.

٢-٤ الواجهات.

٢-١لمحة عامة عن المشروع:

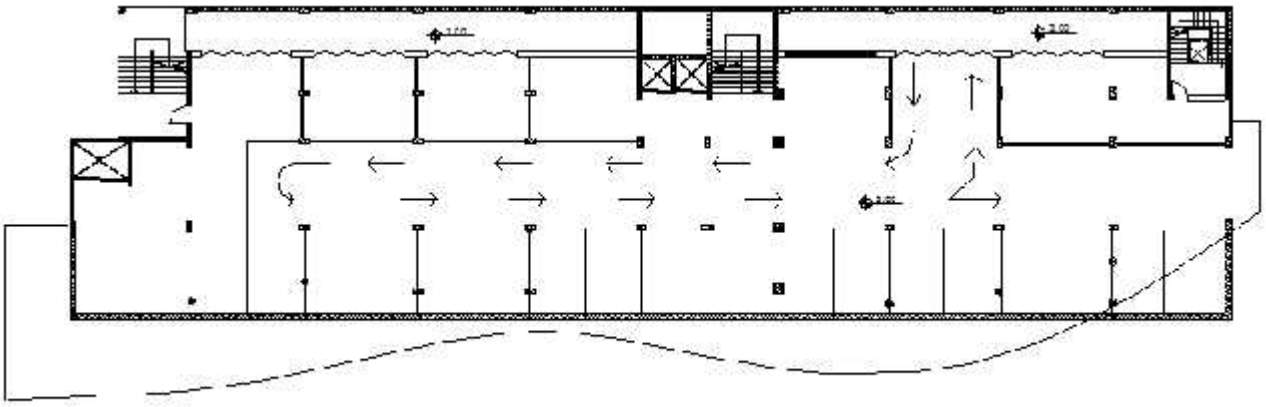
كانت فكرة التصميم هي عمل تصميم معماري لفندق يتكون من عدد كبير من الغرف السكنية بمساحات متعددة لتلبي الاحتياجات المختلفة للوافدين الى الفندق . **بالإضافة الى احتواء الفندق مواقف** سيارات ومحال تجارية وقاعة استقبال ومطعم لتلبية الاحتياجات المختلفة لنزلاء الفندقوتبرز أهمية هذا المشروع في أهمية الفنادق والخدمة المتوفرة في التصميم المعماري ضمن المواصفات العالمية من حيث الفراغات ذات الارتباط الوثيق بهيكلية المبنى الفندقي من حيث الوظيفة .

٢-٢ دراسة عناصر المشروع:

يتكون الفندق من تسع طوابق بمساحة إجمالية $8529\ m^2$

مستويات الفندق وفعالياته :

٢-٢-١طابق التسوية:

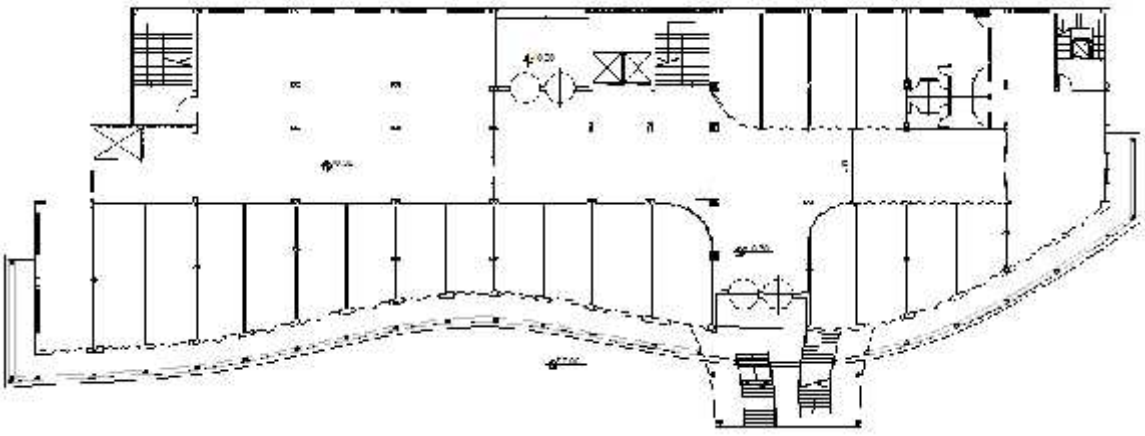


شكل رقم (٢-1): مخطط طابق التسوية

تبلغ مساحة هذا الطابق ١١٦٦م٢ تقريبا ، طابق الكراج للمبنى والذي يمتد **بشكل كلي على مساحة المبنى** ويحتوي هذا الطابق على أماكن ركن سيارات كافيه كما يحتوي على غرفة بويلر وغرفة كهرباء ومخزن .

وتم تقسيم الخدمات المختلفة بشكل مناسب من حيث نسبة الفراغات إلى الوظيفة المأمولة مع مراعاة سهولة الحركة و تقديم الخدمة لجميع النزلاء .

٢-٢-٢ الطابق الأرضي:



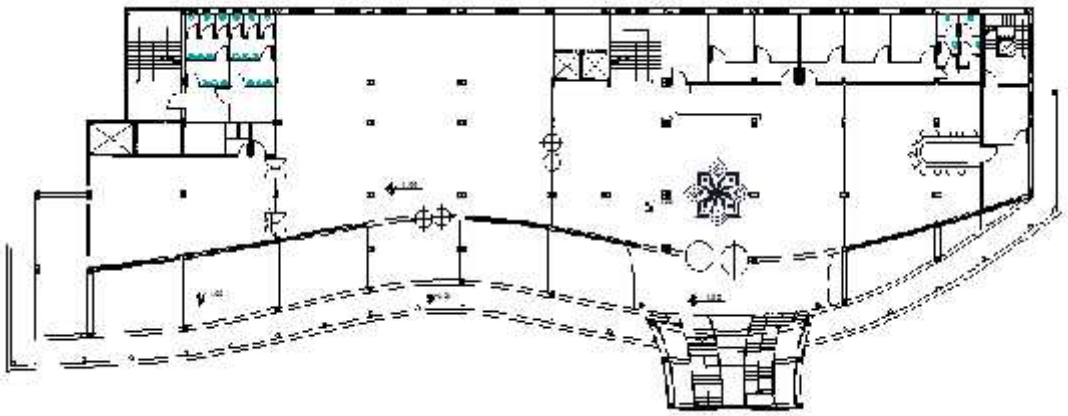
الشكل رقم(٢-٢):مخطط الطابق الارضي

تبلغ مساحة الطابق الأرضي :١٣٢٦م٢

فعاليات الطابق الأرضي :

في الطابق الأرضي يوجد محال تجارية ومؤسسة تجارية و كافاتيريا ومصاعد وبيوت درج ودورة مياه .كما في الشكل .

٢-٢-٣ الطابق الأول:

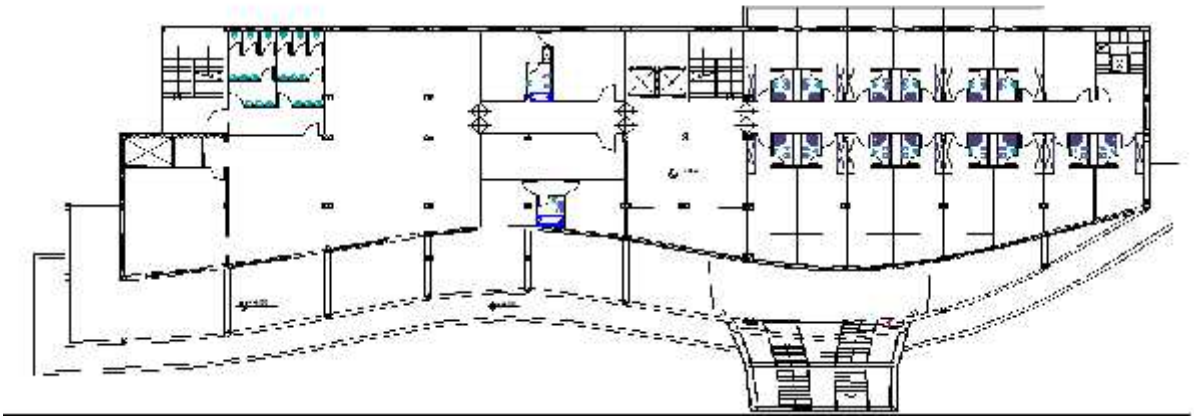


الشكل رقم(٢-٣) مخطط الطابق الاول

وتبلغ مساحته ١٠٢١م٢

ويتكون الطابق من غرفة استقبال وانتظار كبيرة بالإضافة إلى المطعم والمطبخ والبار . **كما** يحتوي على مكاتب ادارية **ومخزن** . بالإضافة إلى الأدراج والمصاعد والوحدات الصحية .

٢-٢-٤الطابق الثاني:

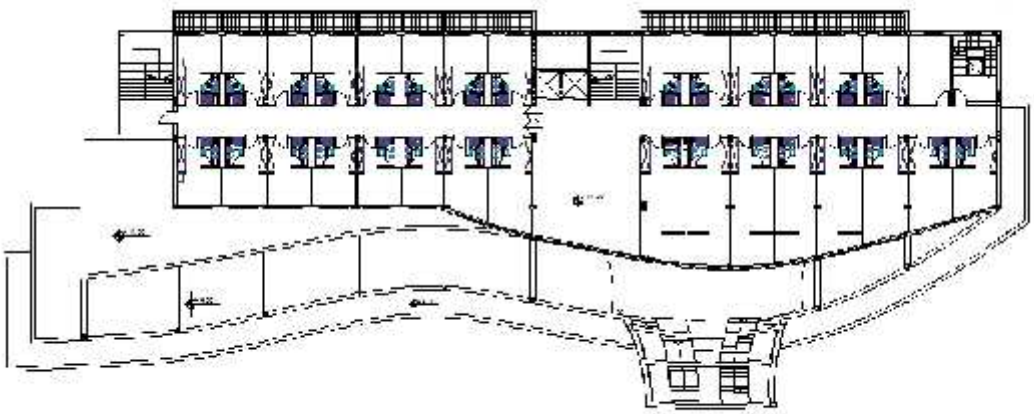


الشكل رقم(٢-٤) مخطط الطابق الثاني.

وتبلغ مساحته : ١٠٢١ م^{٢}

ويتكون الطابق من قاعة انتظار وقاعة**طعام** وغرفة الخدمة وشقتين صغيرتين واربع عشر غرفة **نزلاء** بالإضافة إلى دورة مياه كبيرة لخدمات الطابق ككل .

٢-٢-٥الطابق الثالث:

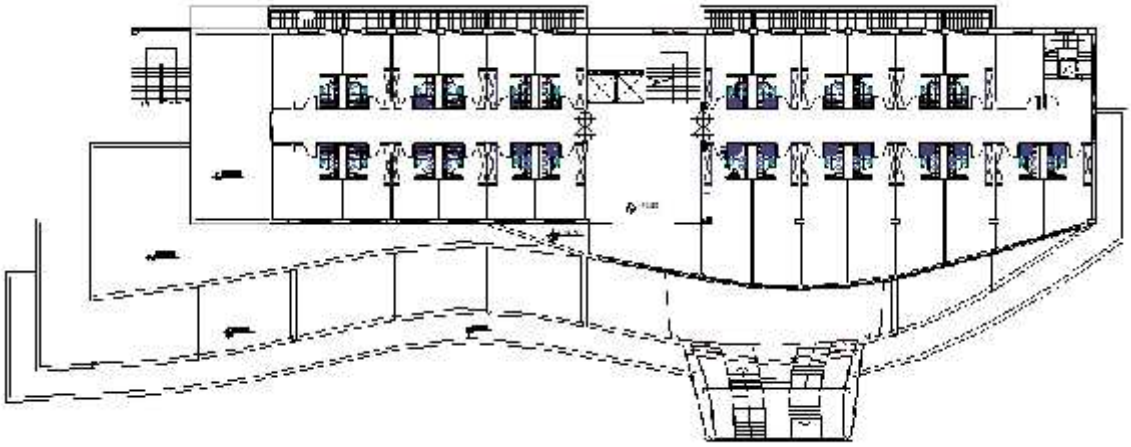


الشكل رقم(٢-5) مخطط الطابق الثالث

وتبلغ مساحة هذا الطابق٩٦٧م^{٢}

ويتكون هذا الطابق من ثلاثين غرفة **نزلاء** بالاضافة الى قاعة انتظار كما هو موضح بالشكل .

٢-٢-٦الطابق الرابع:

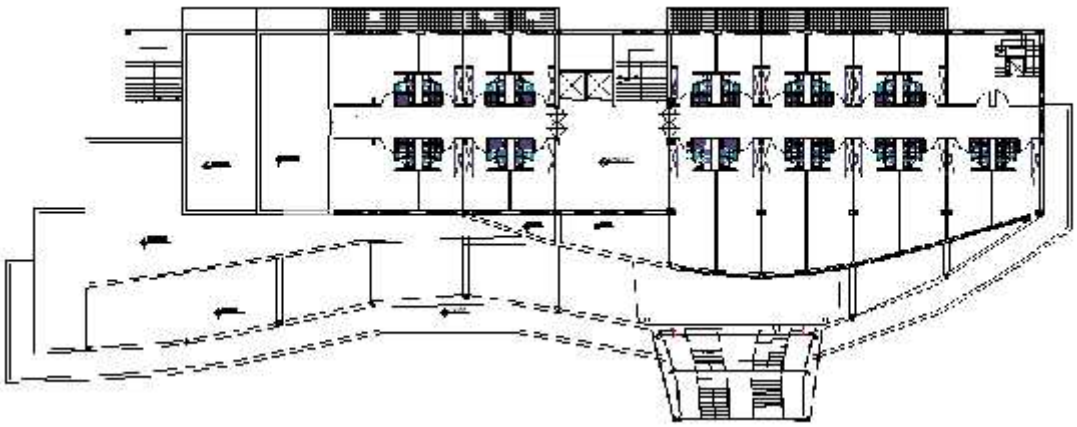


الشكل رقم(٢-٦) مخطط الطابق الرابع

وتبلغ مساحة هذا الطابق٨٩٣م^{٢}

في هذا الطابق هناك ستة وعشرون غرفة **نزلاء بالاضافة الى غرفة الخدمة** . ويحتوي على قاعة انتظار وتراس

٢-٢-٧الطابق الخامس:

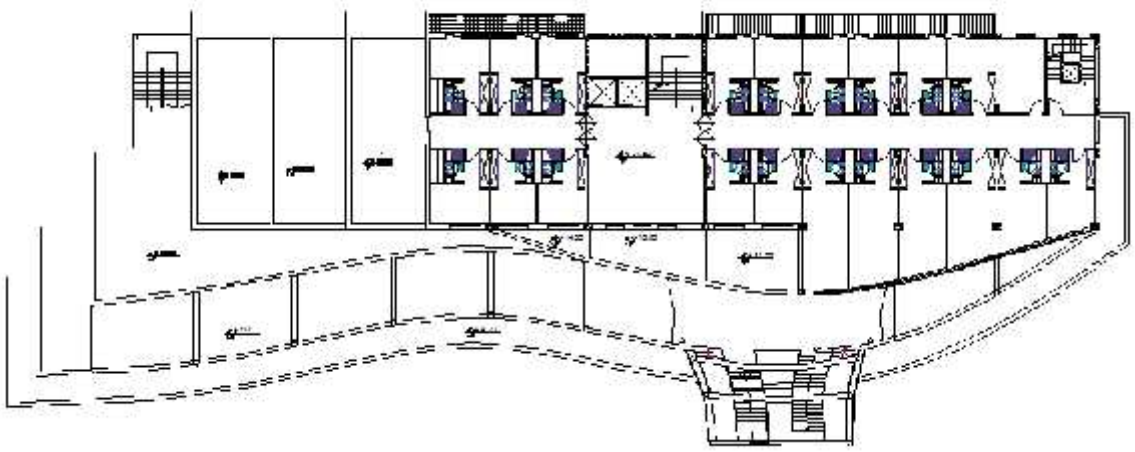


الشكل رقم(٢-٧) مخطط الطابق الخامس

وتبلغ مساحة هذا الطابق٨٠٦م^{٢}

في هذا الطابق هناك اثنان وعشرون غرفة بالإضافة إلى غرفة الخدمة . ويحتوي على قاعة انتظار .

٢-٢-٨الطابق السادس:

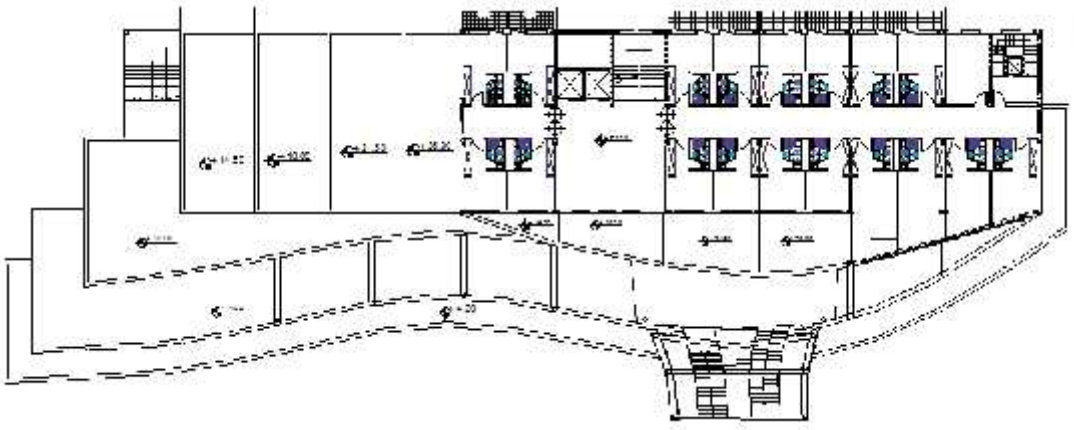


الشكل رقم(٢-٨) مخطط الطابق السادس

وتبلغ مساحة هذا الطابق٧٠٥م^{٢}

في هذا الطابق هناك عشرون غرفة نزلاء بالاضافة الى غرفة الخدمة . ويحتوي على قاعة انتظار .

٢-٢-٩طابق السطح:



الشكل رقم(٢-٩) مخطط طابق السطح

وتبلغ مساحة هذا الطابق ٦٢٤م^{٢}

في هذا الطابق هناك عشرون غرفة **نزلاء بالاضافة الى غرفة الخدمة** . ويحتوي على قاعة **انتظار**. كما يحتوي على مطالع الدرج والمصاعد.

٢-٣ النواحي المعمارية:

الموقع : الحركة وتوفير الخدمات المختلفة لموقع المشروع .

٢-٣-١الحركة:

تتعدد أشكال الحركة في المبنى ، حيث تم مراعاة الراحة والأمان والسهولة في الحركة ، والتي تتمثل خارجيا في الوصول إلى المبنى و داخليا بالحركة الأفقية والعمودية .

الحركة داخل المبنى :مبينة في المساقط الافقية .

هي عبارة عن الحركة الافقية التي تتم من خلال مدخل يتفرع منه ممرات داخل المبنى بشكل سلس ومباشر بناء على اهمية العلاقات بين الفراغات.اما الحركة العمودية في المبنى فتتلخص بوجود مصعد كهربائي في كل قسم من المبنى حتى تسهل وصول النزلاء الى جميع الغرف والخدمات بشكل سهل والنشاطات باختلافها لتسهيل الحركة العمودية في المبنى بالاضافة الى وجود ثلاث مطالع درج لتخدم جميع ارجاء المبنى و زيادة الامان و تسهيل وصول النزلاء الى الغرف.

الحركة خارج المبنى :

يظهر في الموقع العام سهولة الحركة الخارجية للمبنى لوجود اكثر من مدخل وكذلك الحركة حول المبنى.

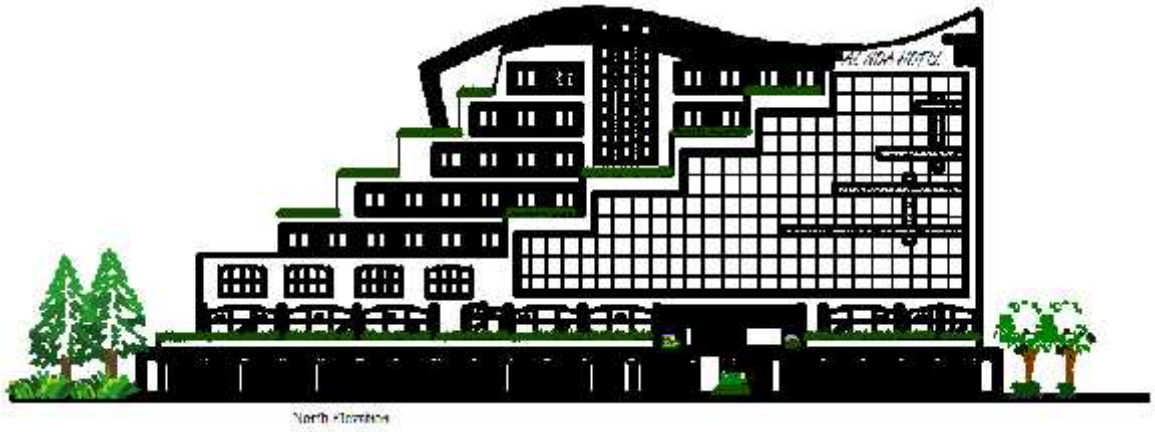
الشكل رقم(٢-١٠) الموقع العام للمبنى

٢-٤ الواجهات:

أن من أهم الصور المعمارية التي يجب أخذها بعين الاعتبار هي الواجهات التي من خلالها يتم إظهار الصورة المعمارية للمبنى بالإضافة إلى معرفة ارتفاعات المبنى كما هو واضح بالشرح الأتي:

٢-٤-١ الواجهة الشمالية :

عند النظر إلى الواجهة الرئيسية (الشمالية) تجد اللمسات الفنية في تنوع الكتل المعمارية ذات المناسيب المتفاوتة والتي أضافت طابع جمالي للواجهة وتحتوي على المدخل الرئيسي .



الشكل رقم(٢-١١): الواجهة الشمالية

٢-٤-٢ الواجهة الجنوبية:

عند النظر في الواجهة الجنوبية يبرز فيها التنوع المعماري الذي يتمثل في تنوع الحجر فتظهر جليا اللمسات الجمالية.

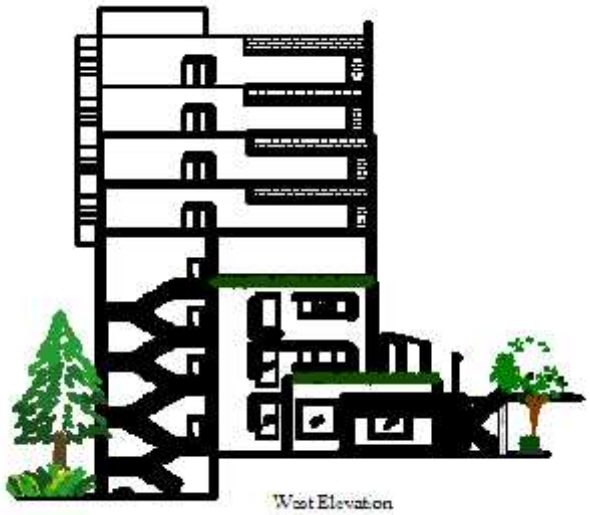
الشكل (٢-١٢) الواجهة الجنوبية

٢-٤-٣ الواجهة الشرقية:-

ويظهر في هذه الواجهة جليا اختلاف المناسيب مما أضفى رونقا جماليا على المظهر المعماري.

للشكل (٢-١٣)الواجهة الشرقية

٢-٤-٤ الواجهة الغربية:تتميز هذه الواجهة **ببروز الكتل وإ**ظهار الادراج الخارجية وبروزات **البلكونات** . مع ظهور اختلاف المناسيب مما اضاف رونقا معماريا على المبنى .



للشكل رقم(٢-١٤): الواجهة الغربية .

الفصل الثالث
الوصف الإنْشَائِي

٣-١ مقدمة .

٣-٢ الهدف من التصميم الإنشائي .

٣-٣ مراحل التصميم الإنشائي .

٣-٤ الأحمال.

٣-٥ الاختبارات العملية .

٣-٦ العناصر الإنشائية المكونة للمبنى .

٣-٧ فواصل التمدد .

٣-٨ برامج الحاسوب المستخدمة.

٣-١ مقدمة :-

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

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

٣-٢ الهدف من التصميم الإنشائي:-

التصميم الإنشائي عملية متكاملة تعتمد على بعضها البعض حيث تلبي مجموعة من الأهداف والعوامل التي من شأنها الخروج بمنشأ يحقق الهدف المرجو منه، واهم هذه الأهداف:-

١- **الأمان**: حيث يكون المبنى آمن في جميع الأحوال ومقاوم **لمختلف الاحمال**.

٢- التكلفة الاقتصادية: حيث يتم تحقيق اكبر قدر من الأمان للمنشأ بأقل تكلفة اقتصادية من خلال استغلال ما هو متاح من مواد انشائية مناسبة.

٣- **ضمان كفاءة الاستخدام** :تجنب وجود **التشققات** عالية الابعاد **و** الهبوط الذي يحد من عملية الاستخدام .

٤- الحفاظ على التصميم المعماري للمنشأ : بالرغم من أهمية العوامل السابقة وأهمية مراعاتها عند التصميم الانشائي إلا أن هذا العنصر مهم جدا ، حيث يتوجب على المصمم **الانشائي ان** لا يحدث تغييرا معماريا في المبنى ، وبالتالي اختيار **النظام الانشائي الامثل للمبنى** بناء على ذلك .

٣-٣ مراحل التصميم الإنشائي:-

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:

١. المرحلة الاولى:

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

٢. المرحلة الثانية:

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

.

٣-٤ الأحمال :-

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

٣-٤-١ الأحمال الميتة :-

هي الأحمال الناتجة عن الوزن الذاتي للعناصر الانشائية التي يتكون منها المنشأ، بصورة دائمة وثابتة، من حيث المقدار والموقع ، بالإضافة الى اوزان القواطع الداخلية باختلافها وأي تمديدات ميكانيكية او أي عناصر تنفذ بشكل دائم وثابت في المبنى، ويمكن حسابها من خلال تحديد اوزان هذه العناصر ، والجدول (٣-١) يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع .

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (kN/m^3)
1	المونة والقصارة	22
2	الرمل	17
3	الخرسانة	25
4	الطوب	10
5	البلاط	22

جدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة .

٣-٤-٢ الأحمال الحية:-

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع بصورة مستمرة كالأشخاص، الأثاث، الاجهزه ، والمعدات ، وتعتمد قيمة هذه الأحمال على طبيعة الاستخدام للمنشأ و يؤخذ عادة مقدارها من جداول خاصة في الكودات المختلفة. وفي البناء الحالي تم تحديد الحمل الحي للاستخدام بـ $5KN/m^2$.

٣-٤-٣ الأحمال البيئية:

وتشمل الأحمال التي تنتج عن الطبيعة والتي تؤثر على المنشأ كالثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية .

٣-٤-٣-١ أحمال الرياح

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية وعمودية على عناصر المبنى. لتحديد احمال الرياح يتم اعتماد سرعة الرياح التصميمية التي تتغير بتغير ارتفاع المنشأ عنسطح الارض وموقعه من حيث احاطته

بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض كوجوده في مناطق جبلية او سهلية وكذلك تعتمد هذه الاحمال على شكل المسقط الافقي والمقطع للمبنى.**والاحمال الناتجة عن الزلازل** **اكبر** من الاحمال الناتجة عن الرياح وسيتم اعتماد احمال االزلازل في نطاق هذا المشروع .

٣-٤-٣-٢ أحمال الثلوج:

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

و الجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح **البحر بناء على كود البناء** الأردني:

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

جدول (٣ – ٢) أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر .

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

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

$$s_L = \frac{900 - 400}{400}$$

$$s_L = 1.25(\text{KN /m}^2)$$

لقد تم اعتماد حمل حي لعقدة السطح يبلغ 5KN/m2 ولذلك لم يتم اعتماد احمال الثلوج .

٣-٤-٣-٣ أحمال الزلازل:

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

وسيتم مقاومتها في هذا البناء عن طريق جدران قص موزعة في المبنى تم تصميها انشائيا .

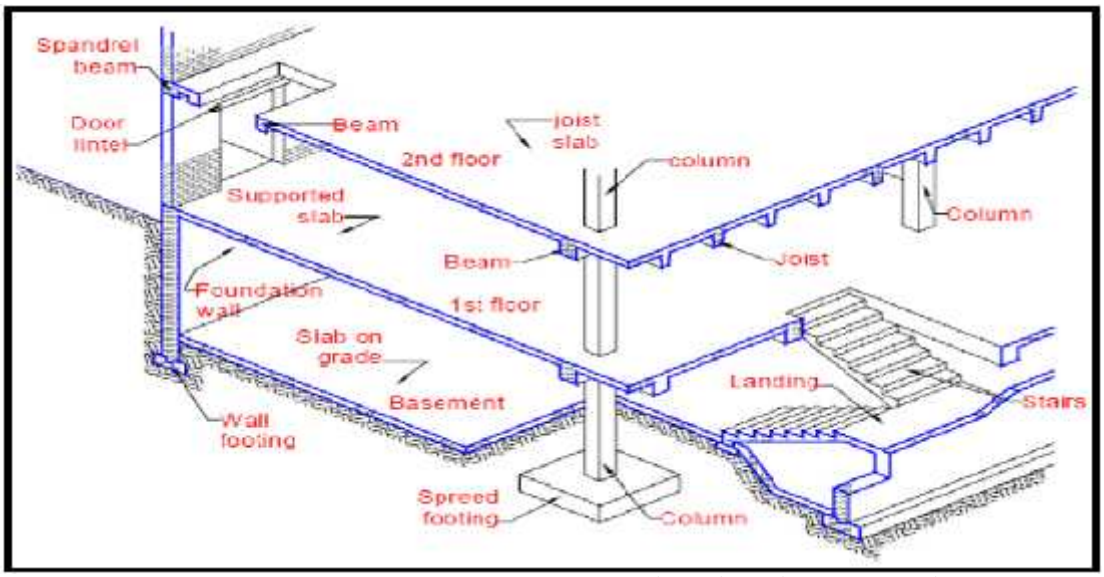
٣-٥ الاختبارات العملية:

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى , عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع، ويعنى بها جميع الأعمال التي لها علاقة باستكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية , وتحليل المعلومات وترجمتها للتنبؤ بطريقة تصرف التربة ,عند البناء عليها, وأكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على نوعية و قوة تحمل التربة (Bearing Capacity) اللازمة لتصميم أساسات المبنى بالإضافة لوجود المياه او التجاويف.

في نطاق هذا المشروع سوف يتم اعتماد قدرة تحمل تربة تبلغ 400KN/m2 .

٣-٦ العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

تتكون المباني عادةً من مجموعة عناصر إنشائية تتقاطع مع بعضها لتقاوم الأحمال الواقعة على البناء، وتشمل: العقدات، والجسور، والأعمدة، وجدران القص، والأدراج والأسلسات. ويتضح في الشكل (٣-١) العناصر الانشائية المكونة لمعظم المباني .



الشكل (٣-١) العناصر الانشائية المكونة لمعظم المباني .

يحتوي المشروع العناصر الانشائية التالية :

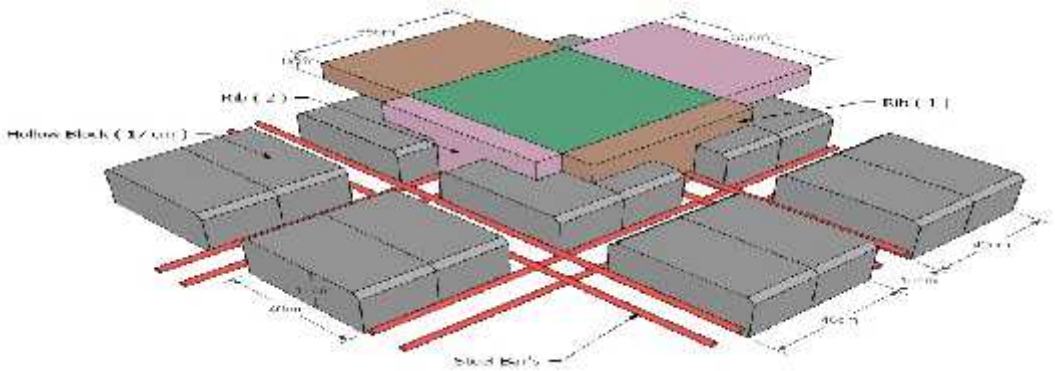
٣-٦-١ العقدات:

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

١. عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).
٢. عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).
٣. العقدات المصمتة (solid slab)...((الادراج)).

٣-٦-١-١ عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slabs)

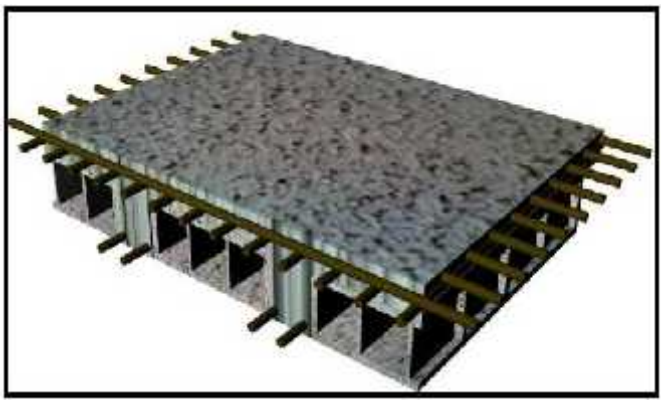
تستخدم هذه العقدات في حال كانت النسبة بين الإتجاه الطويل الى الاتجاه القصير اقل من (٢) و التسليح يكون باتجاهين ويتم توزيع الحمل في في الإتجاهين، كما يظهر في الشكل (٣-٢):



الشكل (٣-٢):عقدة العصب ذات الاتجاهين

٣-٦-١-٢ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab)

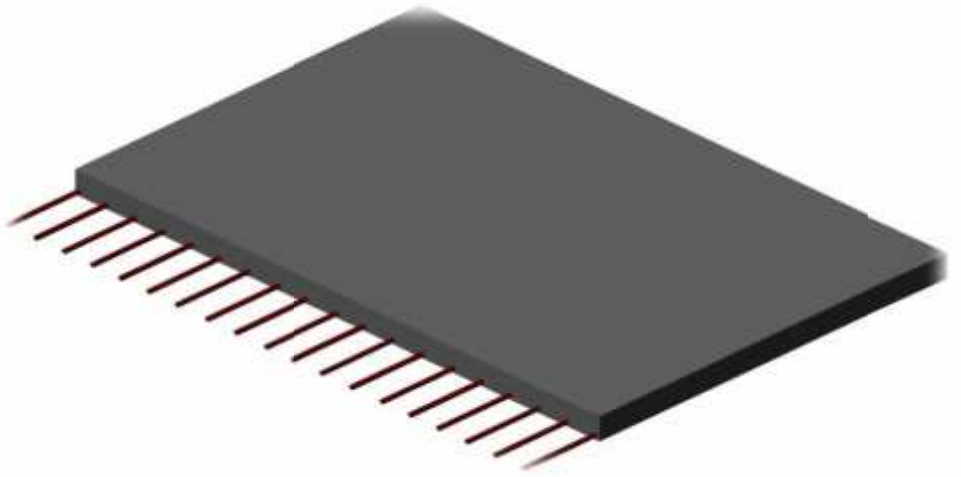
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليه العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (٣ – ٣) ويكون اتجاه نقل الاحمال بالإتجاه القصير.واستخدم هذا النظام في المشروع بشكل بسيط.



للشكل (٣- ٣) العقدات ذات العصب الواحد .

٣-٦-١-٣ العقدات المصمتة (solid slab):

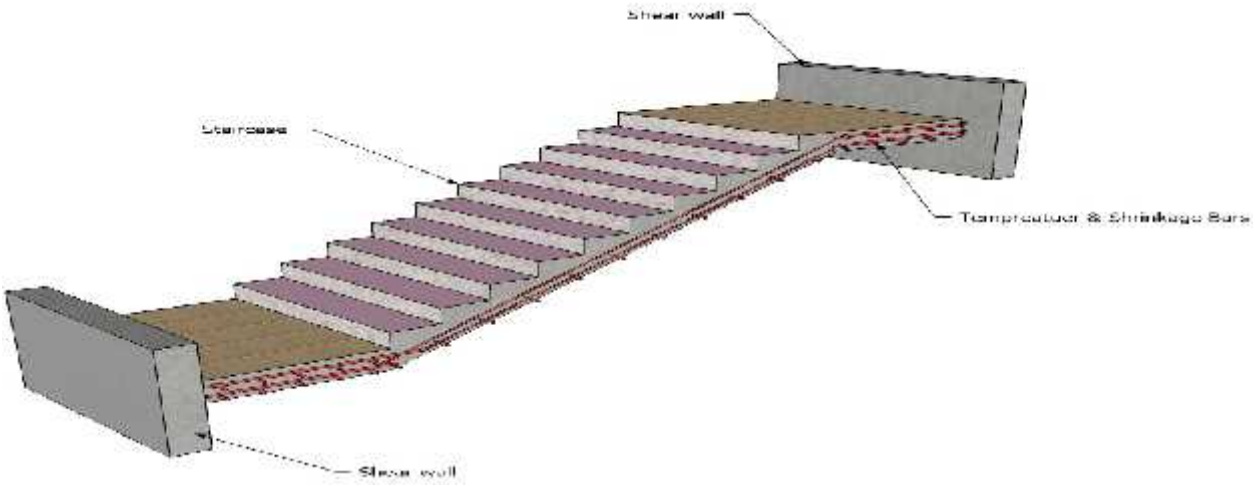
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية،ومنها ذات الاتجاه الواحد او الاتجاهين من حيث نقل **الاحمال، كما في الشكل (٣-٤)** واستخدم هذا النظام في بسطات الدرج **وفي** البلاطة الارضية لمدخل الدرج السيارات.



للشكل (٣-٤): العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد .

٣-٦-٢ الأدراج:

الأدراج عنصر معماري يوجد في جميع المباني للانتقال بين المستويات في الطابق أو بين عدد من الطوابق عبر المبنى، ويتم عادةً تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد الشكل (٣-٥)



الشكل (٣- ٥) :- الدرج .

٣-٦-٣ الجسور:-

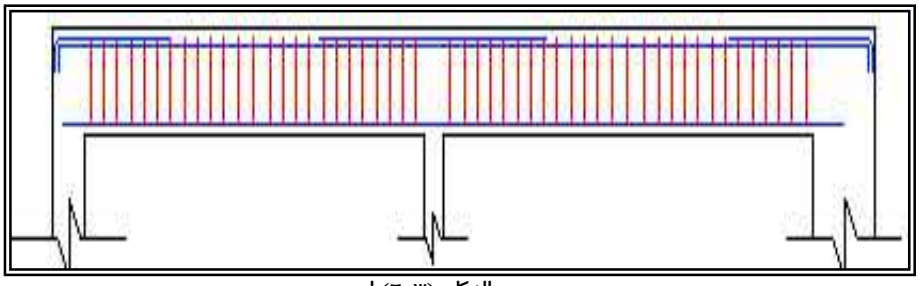
وهي عناصر أساسية في المبنى تقوم بنقل الأحمال الواقعة على الأعصاب إلى الأعمدة،حيث تقسم الى:

١- جسور (Rectangular)

٢- وجسور (T-section) .

٣- جسور (L-section).

ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر، وبالكانات المقاومة لقوى القص كما في الشكل (٣-٦) .



الشكل (٣-٦):الجسر

٣-٦-٤ الأعمدة:

عنصر راسي يتم عبره نقل احمال العقدات والجسور الى الاساسات، لذلك فهي عنصر وسطي **وأساسي**، فيجب تصميمها بحرص . ويتم تصنيفها تصميميا الى :

١- الأعمدة القصيرة (short column).

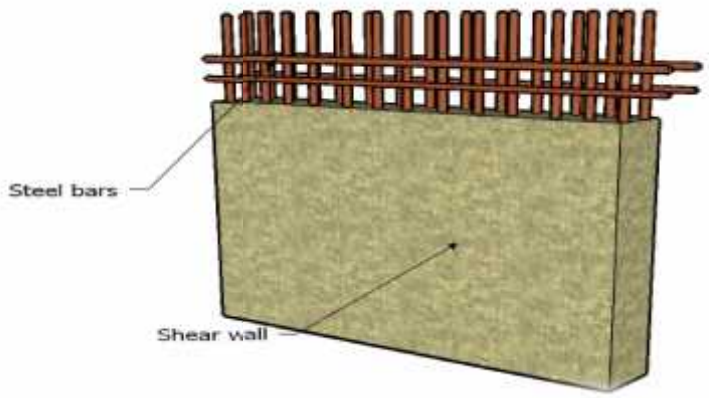
٢- الأعمدة الطويلة (long column).

أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي: منها المستطيل والدائري ، والمربع او غير ذلك من الاشكال ، والمشروع يحتوي على عدة أنواع من الأعمدة والشكل (٣ – ٧) يوضح النوع المستطيل منها.

الشكل (٣ – ٧) : -نوع من أنواع الأعمدة .

٣-٦-٥ جدران القص:

هي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الزلازل. و هذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد **القدرة** على مقاومة العزوم الناتجة عن القوى الافقية. **وتتمثل الجدران الحاملة بجدران** بيت الدرج، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل معظمها كجدران قص تقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ مثل القوى الأفقية **الناشئة عن الزلازل**، و يجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز **القص** للمبنى أقل ما يمكن. و أن تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي وآثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية . **الشكل التالي** يبين جدار قص مسلح الشكل (٣-٨).



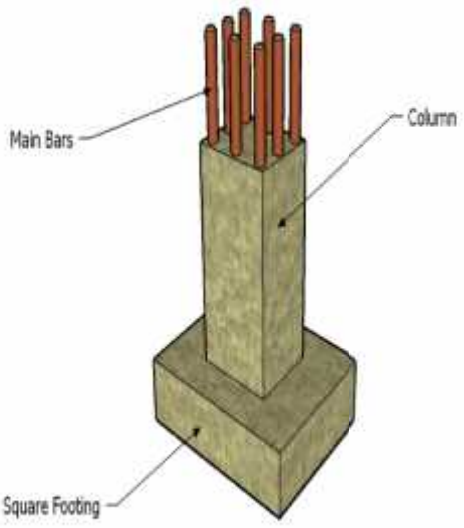
الشكل (٣-٨):- جدارقص

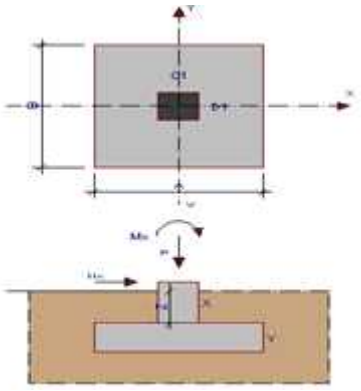
٣-٦-٦ الأساسات:

الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى، وحساب كافة الاحمال المنقولة اليها ، وهي على عدة أنواع كما يلي:-

١- أساسات مفصلة (Isolated footing)
٢- أساسات مزدوجة (Compound footing)
٣- أساسات شريطية(Strip footing)
٤- أساسات البلاطة (mat footing)

وسوف يتم استخدام انواع مختلفة من الاساسات في نطاق هذا المشروع

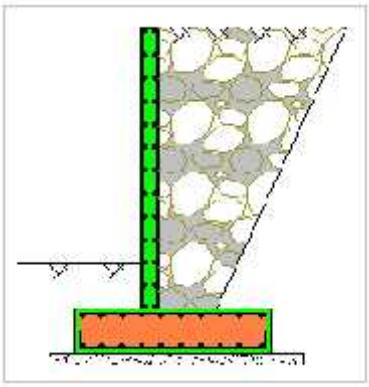




الشكل (٣ – ٩) :- اساس مفصل .

٣-٦-٧ الجدران الاستنادية :

وهي عبارة عن العناصر الإنشائية التي تقوم بمقاومة أحمال التربة التي تؤثر على المبنى خاصة في الطوابق التي تقع تحت منسوب سطح الأرض لاحظ الشكل(٣-١٠) لستخدمت هذه الجدران في طابق التسوية .



الشكل(٣-١٠).جدار استنادي

٣-٧فواصل التمدد (Expansions Joints)

تستخدم للتخلص من للثقوق الناتجة عن التمدد الحراري للمبنى من خلال تجزئة المبنى الى جزئين او اكثر بالاعتماد على ابعاد المبنى ودرجات الحرارة و يمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشات العادية كما يلي :

- من ٤٠ إل ٤٥ م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .
- من ٣٠ إل ٣٥م في المناطق الحارة .
- و يمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف .

٣-٨ برامج الحاسوب التي تم استخدامها:

١. AutoCAD (2007) for Drawings Structural and Architectural.
٢. Microsoft Office (2007) For Text Edition.
٣. Atir Software for Structural Calculations.

Chapter Four (4)

Structural Analysis and Design

4 -1- Introduction.

4 -2- Factored Loads.

4 -3- Determination of thickness of one way rib slab and two Way Rib Slab.

4 -4-Topping Design.

4 -5-Load Calculation for Rib (BF-1).

4 -6 -Design of rib (BF-1).

4-7-Design of tow way slab.

4-8- Design of Beam (7F-B14).

4-9-Design column (C3).

4-10- Design of footing (F5).

4-11-Design of combined footing.

4-12- Design of Strip Footing Under Shear Wall (WF1).

4-13- Design of stairs.

4-14- Design of Basement wall.

4-15- Design of Shear wall.

4.1: Introduction

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

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

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

So, in this project, there are three types of slabs: one way ribbed slab, two way ribbed slab, and Solid slab. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer program called "ATIR- Software " to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs, and then handle calculation would be made to find the required steel for all members.

The design strength provided by a member, it is 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- code.

NOTE:

*****Concrete ……. { f_c'= 24 N/mm^2 (MPa) } .

*The specified yield strength of the reinforcement {fy = 414 N/mm² (MPa)}.

4 .2 :Factored Loads:

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

q_u = 1.2 DL + 1.6 LL *ACI – 318 –0*

4.3- Determination of Thickness of Slabs:

4.3.1 Determination of Thickness for One Way Rib Slab:

The structure may be exposed to different loads such as dead and live loads. The value of the load depends on the structure type and the intended use.

The overall depth must satisfy ACI Table (9.5.a):

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

$h_{min}=\frac{L}{18.5}=\frac{6700}{18.5}=350.20\ mm$

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

$h_{min}=\frac{L}{21}=\frac{6600}{21}=314.28\ mm$

Take slab thickness h=350mm.

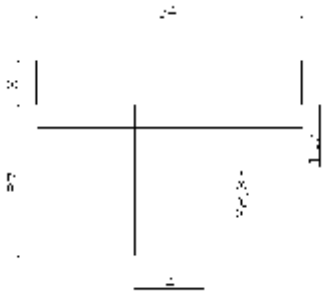
h =35cm (27cm Hollow block + 8cm Topping).

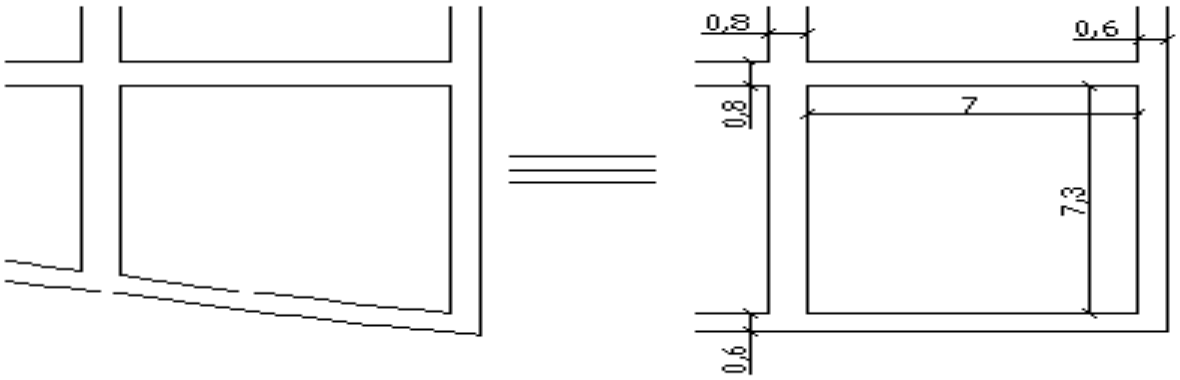
4.3.2 Determination of Thickness for two Way Rib Slab:

$$y_c=\frac{40*8*4+14*17*17.5}{40*8+12*35}=12.167\ cm$$

$$I_{rib}=\frac{54*12.1167^3+14*22.83^3-40*4.167^3}{3}=87007.5\ cm^4$$

$$I_{beam}=\frac{bh^3}{12}=\frac{60*35^3}{12}=214375 cm^4$$





*<u>*For Exterior Beam* :</u>

- For short direction L = 7.00 m

$$I_s = \frac{I_{rib}\ \frac{l_r}{2} + \frac{l_l}{2} + b_w}{b_f}$$

$$I_s = \frac{87007.5\ \frac{700}{2} + 60}{54} = 660612.5\ cm^4$$

-For long direction L = 7.3 mm m

$$I_s = \frac{I_{rib}\ \frac{l}{2} + b_w}{b_f}$$

$$I_s = \frac{87007.5\ 365 + 60}{54} = 6384781.\ cm^4$$

* <u>*For Interior Beam*</u>:

- For short direction

$$I_s = \frac{I_{rib}\ \frac{l_r}{2} + \frac{l_l}{2} + b_w}{b_f}$$

$$I_s = \frac{87007.5\ \frac{560}{2} + \frac{700}{2} + 80}{54} = 1143987.5\ cm^4$$

-For long direction L = 7.3 m

$$I_s = \frac{I_{rib}\ \frac{l}{2} + b_w}{b_f}$$

$$I_s = \frac{87007.5\ \ \frac{415}{2} + \frac{730}{2} + 80}{54} = 1051340.5\ cm^4$$

$$\alpha_1 = \frac{I_b}{Is} = \frac{214375}{1051340.6} = 0.2$$

$$\alpha_2 = \frac{I_b}{Is} = \frac{214375}{1143987.5} = 0.187$$

$$\alpha_3 = \frac{I_b}{Is} = \frac{214375}{684781.3} = 0.313$$

$$\alpha_4 = \frac{I_b}{Is} = \frac{214375}{660612.5} = 0.325$$

$$\alpha_{fm} = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4}{2} = \frac{1.025}{4} = 0.256$$

$\alpha_{fm} = 0.256 < 2$ The minmum slab thickness will be

$$h_{slab} = \frac{L_n(0.8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5\beta\,(\alpha_{fm} - 0.2)}$$

$L_n = 7.3\ m$

$\beta = \frac{l_{n\,long}}{l_{n\,short}} = \frac{7.3}{7} = 1.045 > 1$

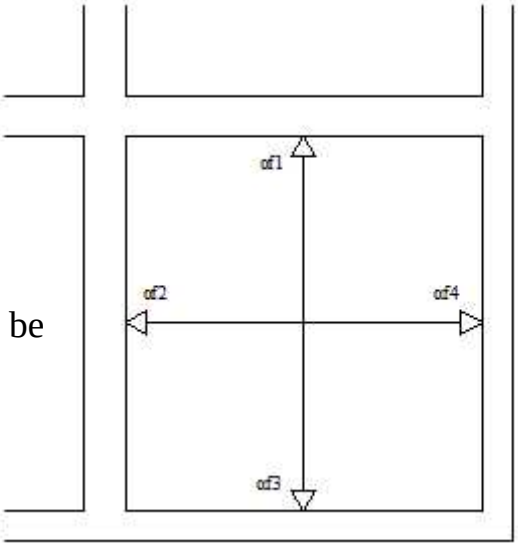


Fig. (1-4) panel of two way rib slab

$$h_{slab} = \frac{7300\ \ 0.8 + \frac{414}{1400}}{36 + 5 * 1.045\ \ 0.256 - 0.2}$$

$h_{slab} = 220.4\ mm$

220.2 << 350 ……Ok …... the thickness of slab is aducate enough.

4.4- Topping Design :

(Dead load calculation for topping)

Table(1-4) Dead load calculation for topping

Dead load from:	ϑ * y*1	**KN/m**
Tiles	0.03*24*1	**0.72**
mortar	0.02*22*1	**0.44**
Coarse sand	0.07*17*1	**1.19**
topping	0.08*25*1	**2**
partitions	2*1	**2**
	∑	**6.35**

Live load calculation=5*1=5 KN/m

Total factor load:

Wu = (1.2 * 6.65) + (1.6 * 5) =15.98 KN/m

→ For a one meter strip Wu = 15.98 KN/m

Topping in one way ribbed slab can be considered as a strip of **1 meterwidth** and span of hollow block length with both end fixed in the ribs

Assume slab fixed at supported points (ribs):

Mu =$\frac{w_u * l^2}{12}$=$\frac{15.98*0.4^2}{12}$=0.213KN.m/m of strip width.

ΦMn ≥ Mu - strength condition,

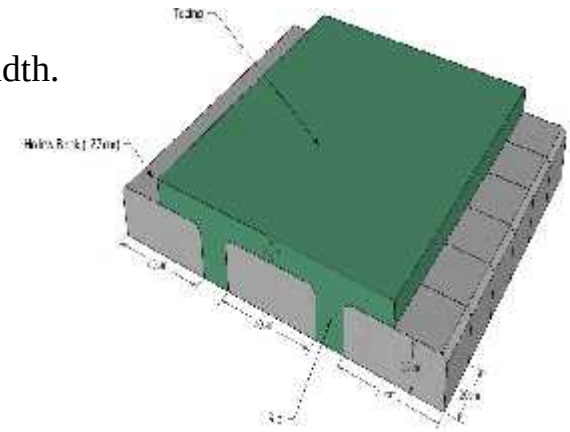
WhereΦ=0.55 - for plain concrete.

Mn = 0.42* $\sqrt{f_c'}$ * S_m *ACI-318-05*

Where Sm for rectangular section of the slab:

$S_m = \frac{bh^2}{6} = \frac{1000*80^2}{6} = 1350\,000 mm^3$

$M_n = 0.42 * 1 * \sqrt{24} * 1350000 * 10^{-6} = 2.24\ KN.m$



Fig(2-4):Section of ribbed slab

ΦMn = 0.55 *2.24 = 1.232 KN.m

Φ Mn =1.232 KN.m>> Mu= 0.213KN.m

*No reinforcement is required by analysis. Provide $A_{s,\,min}$ for slabs as shrinkage and temperature reinforcement.

$\rho_{Shrinkage}$ =0.0018 *ACI-318-05*

As = ρ * b * t = 0.0018 * 1000 * 80 = 144 mm^2/m strip

Try Φ8with As = 50mm^2.

Bar numbers n=$\frac{A_S}{A_{S\Phi 8}}=\frac{144}{50}$=2.88

Use 3Φ8/m with A_s=150.8mm^2/m striporΦ8@300mm in both direction.

Step(s) is the smallest of:

1. 3h =3*80= 224mm – control.
2. 450mm.
3. S= 380 ($\frac{280}{fs}$)-2.5C_c=380($\frac{280}{\frac{2}{3}414}$) $-2.5*20=330\ mm$.

S ≤ 380 ($\frac{280}{fs}$)=300($\frac{280}{\frac{2}{3}414}$)=380mm.

Take ⊂8@200mm in both directions. S = 200mm< 270mm ok .

4.5- Load calculation :

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

❖ 4.5.1 Calculations of Dead load :-

Table (2-4) Calculation of the total load for (BF-R1)

No	material	Quality Density	$w=\gamma*v$	W (KN)
1	Tile	22	0.03*22*0.54	0.3726
2	Mortar	22	0.02*22*0.54	0.3564
3	Sand	16	0.07*16*0.54	0.6426
4	RC Topping	25	0.08*25*0.54	1.08
5	RC Rib	25	25*0.27*0.14	0.945
6	Block	10	10*0.27*0.4	1.08
7	Plaster	22	0.02*22*0.54	0..3564
8	Partition (2KN/m^2)	-	2 *0.54	1.08
		∑ KN		= 5.84

➔ **Total dead load = 6.00 KN/m/rib**

4.5.2 Calculations of Live load:- ➔ Total live load = 5*0.54 = 2.7 KN/m/rib

4.6-Design of flexure of rib(BF-R1):-

4.6.1: Design of Negative moment of rib (BF-R1):

1) Maximum negative moment $Mu^{(-)}$ =18.5 KN.m.

Mn = Mu /ϕ=18.5/ 0.9 = 20.55 KN.m

$m = \frac{f_y}{0.85\, f_c'} = \frac{414}{0.85*24} = 20.29$

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{20.55*10^{-3}}{0.14*314)^2} = 1.489$ MPa

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

$= \frac{1}{19.48}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.489*20.29}{414}}\right) = 0.00373$

→ $A_s = \rho * b_w * d = 0.00373 * 140 * 314 = 164.09 mm^2$.

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

$= \frac{\sqrt{24}}{4*414} * 140 * 314 \geq \frac{1.4}{414} * 140 * 314$

$= 132.73\ mm^2 < 148.65\ mm^2$ ……. Larger value is control.

→ $As_{min}148.65 < As_{req} = 164.09 mm^2$.

∴ $As = 164.09 mm^2$.

2 Φ12 = 226.2 mm^2> As_{req}164.09 mm^2. OK. *Note: $A_{\Phi 10} = 78.5\ mm^2$.

∴ Use 2 Φ12

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

Tension = Compression

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

226.2* 414 = 0.85 * 24 * 140 * a

a = 31.48 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{31.48}{0.85} = 37$ mm. * Note: f_c' = 24 MPa< 28 MPa → β_1 = 0.85

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

$= \frac{314-37}{37} * 0.003 = 0.022 > 0.005$ ∴ϕ =0.9 OK

4.6.2: Design of Positive moment of rib (BF-R1)

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

$= 350 - 20 - 8 - \frac{18}{2} = 314$ mm.

→$M_{u\,max}$ = 24.3KN.m

$b_E \leq$ Distance center to center between ribs = 540 mm…… Controlled.

≤ Span/4 =2050/4 =512.5 mm.

≤ (16* t_f) + b_w =(16* 80) +140 =1420 mm.

→**b_E= 540 mm.**

$\rightarrow M_{nf} = 0.85\, f_c' * b_E * t_f * \left(d - \frac{t_f}{2}\right)$

$= 0.85 * 24 * 0.54 * 0.08 * \left(0.314 - \frac{0.08}{2}\right) * 10^3 = 251.53\ KN.m$

ϕM_{nf} = 0.9 * 251.53 = 262.38KN.m

→ϕM_{nf} =262.38KN.m > $M_{u\,max}$= 24.3KN.m.

∴ Design as rectangular section.

1) Maximum positive moment $Mu^{(+)}$ = 24.3KN.m

Mn = Mu / ϕ = 24.3/ 0.9 = 27KN.m.

$m = \frac{f_y}{0.85\, f_c'} = \frac{414}{0.85*24} = 20.29$

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{27*10^{-3}}{0.54*(0.314)^2} = 0.507$ MPa

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

$= \frac{1}{19.48}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.507*20.29}{414}}\right) = 0.00124.$

→ $A_s = \rho * b_E * d = 0.00124 * 540 * 314 = 210.23 mm^2$.

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

$$= \frac{\sqrt{24}}{4*414} * 140 * 314 \geq \frac{1.4}{414} * 140 * 314$$

$= 132.73\ mm^2 < 148.65\ mm^2$ ……. Larger value is control.

As_{min}148.65<As_{req} =164.09mm^2.

∴ As = 164.09mm^2.

2 Φ12 = 226.2 mm^2> As_{req}164.09 mm^2 . OK. *Note: $A_{\Phi 10}$ = 78.5 mm^2.

∴ Use 2 Φ12

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

Tension = Compression

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

$226.2 * 414 = 0.85 * 25 * 140 * a$

a = 31.48 mm.

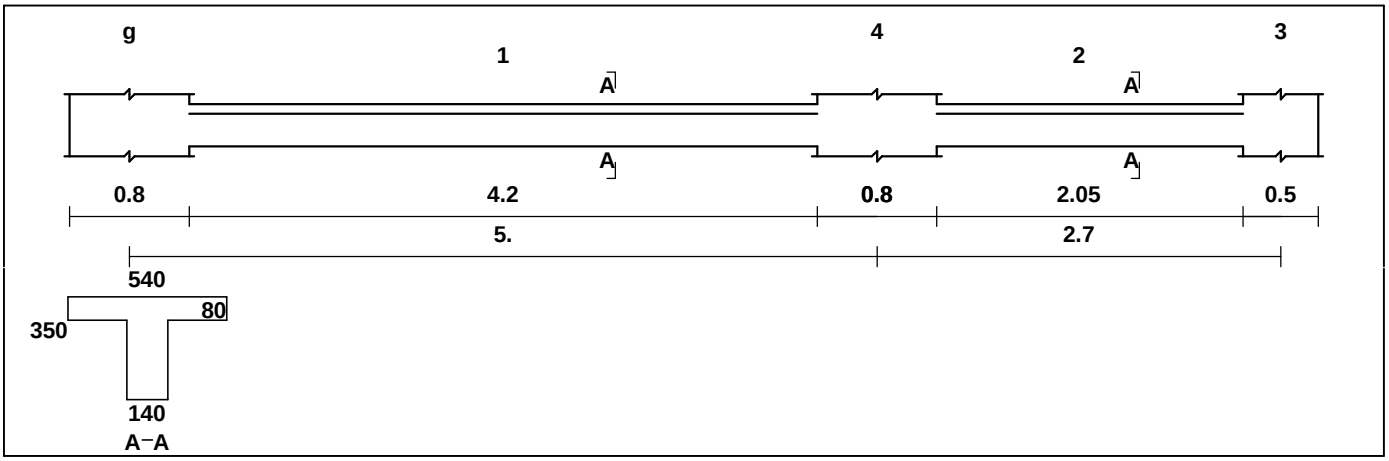
$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{31.48}{0.85} = 37$ mm. * Note: f_c' = 24 MPa< 28 MPa → β_1 = 0.85

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

$= \frac{314-37}{37} * 0.003 = 0.022 > 0.005$ ∴ϕ =0.9 OK

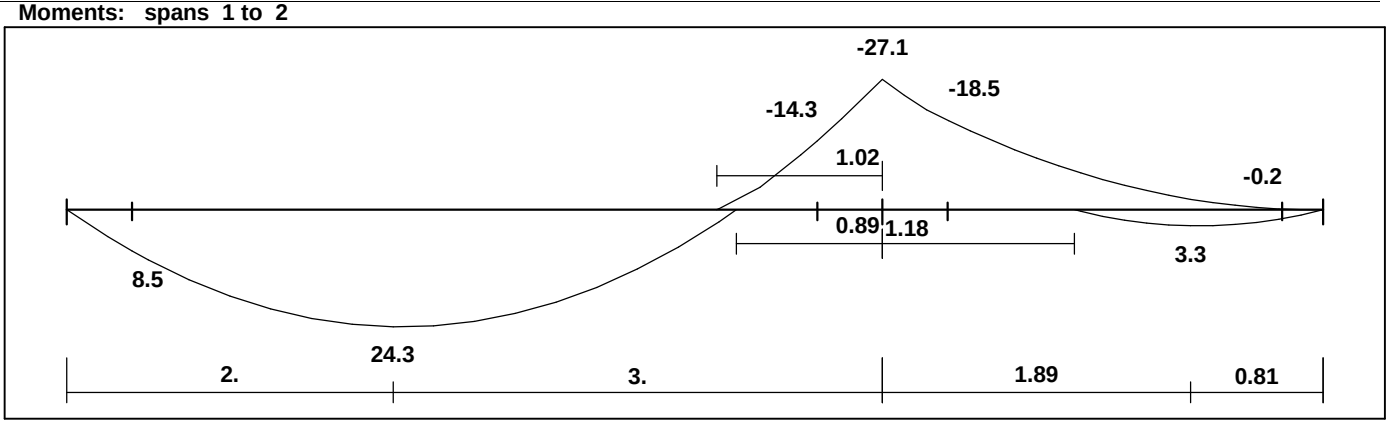
Figure (3-4) : Shear Envelop of rib (BF-R1) ….. Sheet from Computer program"Atir".

G e o m e t r y Units:meter,mm



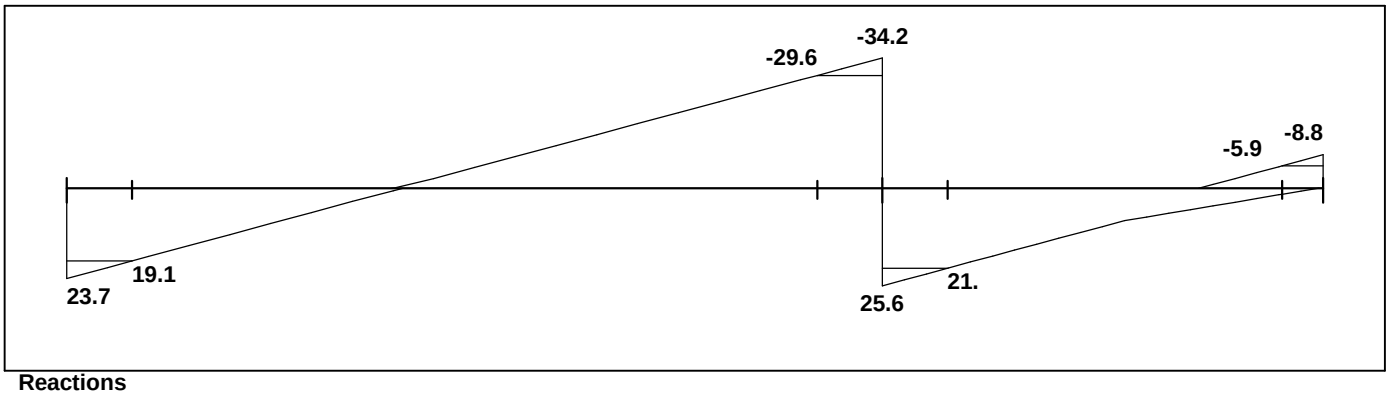
M o m e n t / S h e a r E n v e l o p e (Factored) Units:kN,meter

Moments: spans 1 to 2



M o m e n t / S h e a r E n v e l o p e (Factored) Units:kN,meter

Shear



Reactions

Factored

DeadR	**14.62**	**37.37**	**3.46**
LiveR	**9.05**	**22.42**	**5.32**
MaxR	**23.66**	**59.78**	**8.78**
MinR	**14.34**	**43.98**	**0.21**
Service			
DeadR	**12.18**	**31.14**	**2.88**
LiveR	**5.65**	**14.01**	**3.33**
MaxR	**17.84**	**45.15**	**6.21**
MinR	**12.01**	**35.28**	**0.85**

4-7-Design of tow way ribbed slab.

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

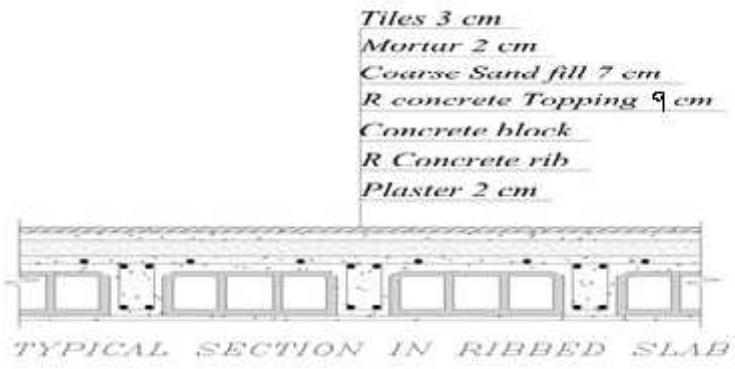


Fig. (4-4)Typical section in rib slab

Table (3-4): Dead load calculation for tow way Rib

No	**material**	**Quality Density**	$w = \gamma * v$	**W (KN)**
1	Tile	22	0.03*22*0.54*0.54	0.1925
2	Mortar	22	0.02*22*0.54*0.54	0.1283
3	Sand	16	0.07*16*0.54*0.54	0.327
4	RC Topping	25	0.08*25*0.54*0.54	0.583
5	RC Rib	25	25*0.27*(0.54+0.4)*0.14	0.8883
6	Block	10	10*0.27*0.4*0.4	0.432
7	Plaster	22	0.02*22*0.54*0.54	0.1283
8	Partition (2KN/m^2)	-	2*0.54*0.54	0.58
		∑ KN		=3.217

-Dead load / slab: DL

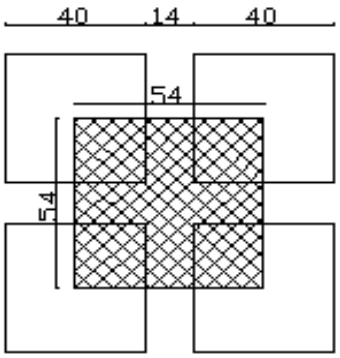
$$DL = \frac{3.117}{0.54 * 0.54} = 10.7\ KN/m^2$$

-Live Load /rib: LL = 5 KN/m^2

W_L = 1.6 *5 = 8 KN/m^2

W_D = 1.2 *10.7 = 12.84 KN/m^2

$w = 8 + 12.84 = 20.84\ KN/m^2$



Fig(5-4) : tow way rib slab

Moment calculation using (coefficient method)

$M_a = Ca\ w\ l_a^2$

$M_b = Cb\ w\ l_b^2$

$$m = \frac{l_a}{l_b} = \frac{7}{7.347} \approx 0.95$$

Case 4

Take coefficient from table (appendix)

Not (Negative moment at discontinuous edge)= ($\frac{1}{3}$x positive moment)

bf=0.54m

C_{aD} = 0.030

C_{bD} = 0.024

C_{aL} = 0.035

C_{bL} = 0.029

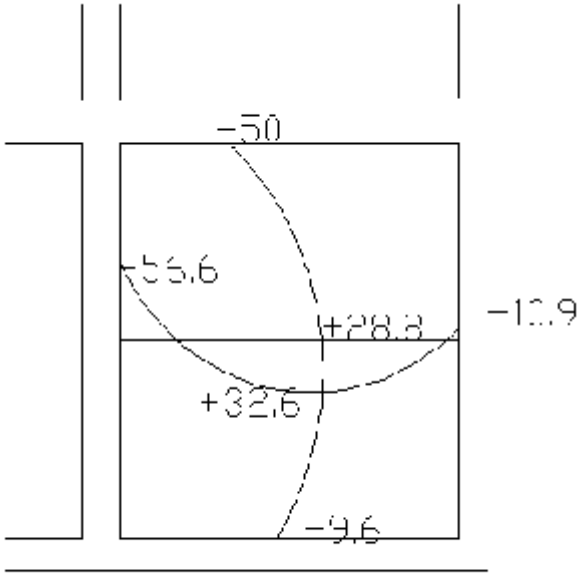


Fig.(6-4) Moment diagram

Ma ,neg = 0.055 *20.84*7^2 = - 56.1 KN.M

Mb neg= 0.045 *20.84 *7.3^2 = - 50 KN.M

Ma pos = 0.030 * 12.84 * 7^2 = 18.9

Ma pos = 0.035*8*7^2 = 13.7

Ma pos = 32.6

Mb pos D = 0.024 * 12.84 * 7.3^2 = 16.4

Mb pos L =0.029* 8 * 7.3^2 = 12.4

Ma neg= 0.333 * 32.6 = -10.9 Mbpos = 28.8

Mb neg = 0.333*28.8 = -9.6

4.7.1 Design of Rib (negative moment)

Short direction ::

- Assume bar diameter Φ14 for main reinforcement .

$d = h\text{- cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 315\ mm$

$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c} = \frac{414}{0.85 * 24} = 20.29$

Mu= 56.6KN.m

Assume bar diameter Φ14 for main negative moment reinforcement.

$R_n = \frac{Mu}{\Phi b d^2} = \frac{56.6 * 10^6}{0.9 * 140 * 315^2} = 5.13\ Mpa$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n * m}{f_y}} = \frac{1}{20.29}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 5.13 * 20.29}{414}}\right) = 0.014$

$A_s = \boldsymbol{\rho} * b * d = 0.014 * 140 * 350 = 617.4 mm^2$

*Check for $A_{s,\ min}$:

$A_{smin} = 0.25 * \frac{\sqrt{f'_c}}{(f_y)} * b_w *$ dACI-318 -05

$A_{s\ min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{414} * 140 * 315 = 133..15\ mm^2.$

$A_{smin} = \frac{1.4}{f_y} * b_w * d = \frac{1.4}{414} * 140 * 350 = 149.13\ mm^2$ .... *contral*

$A_s = 617.4 mm^2 > A_{s,\ min} = 149.13 mm^2$…. Ok

Use 2 c 20 with $A_s = 628.13\ mm^2$

A_s

* Check for Strain:

$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{628.13 * 414}{0.85 * 24 * 140} = 87.44 mm$

$c = \frac{a}{0.836} = \frac{87.44}{0.85} = 102.87\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003 * \frac{d-c}{c} = 0.003 * (\frac{350-102.87}{102.87} = 0.0061 > 0.005$ … ok

4.7.2 Design of Rib (positive moment in short direction)

Mu= 32.6 KN.m

Assume bar diameter Φ14 for main positive moment reinforcement.

$$R_n = \frac{Mu}{\Phi b d^2} = \frac{32.6 * 10^6}{0.9 * 540 * 315^2} = 0.676\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n * m}{f_y}} = \frac{1}{20.29}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.676 * 20.29}{414}} = 0.00166$$

A_s = **ρ***b*d = 0.00166 * 540 * 315 = 282.32mm^2>> $A_{s,\ min}$

Use 2c 14 with $A_s = 308\ mm^2$

A_s

* Check for Strain:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{308 * 414}{0.85 * 24 * 514} = 11.1\ mm$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{11.1}{0.85} = 13.07\ mm$$

$\varepsilon_s = 0.003 * (\frac{d-c}{c}) = 0.003 * (\frac{315-13.07}{13.07}) = 0.069 > 0.005$ … ok

$\therefore$ ***use* 2 Ø14**

4.7.3 Design of Rib in short direction (negative moment discontinuous edge)

Mu= 10.9 KN.m

$$R_n = \frac{Mu}{\Phi b d^2} = \frac{10.9 * 10^6}{0.9 * 140 * 315} = 0.872\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n * m}{f_y}} = \frac{1}{20.29}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.872 * 20.29}{414}} = 0.002215$$

A_s = **ρ***b*d = 0.00215 * 140 * 315 = 94.86 mm^2

$A_s < A_{s,\ min}$ …… use $A_{s,\ min}$ = 149.13 mm2

Use 2c 12 with $A_s = 226.2\ mm^2$

* Check for Strain:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f_c' * b} = \frac{226.2 * 414}{0.85 * 24 * 140} = 31.48 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{21.6}{0.85} = 37 \text{mm}$$

$\varepsilon_s = 0.003 * (\frac{d-c}{c}) = 0.003 * (\frac{315-37)}{37} = 0.0225 > 0.005$ … ok

$\therefore \boldsymbol{use\ 2\ \emptyset 12}$

4.7.4 Design of Rib in long direction (positive moment discontinuous edge)

Mu=28.8KN.m

$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - 14 - \frac{14}{2} = 301\ mm$

$$R_n = \frac{Mu}{\Phi b d^2} = \frac{28.8 * 10^6}{0.9 * 540 * 301^2} = 0.654\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n * m}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.29}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.654 * 20.29}{414}}\right) = 0.00153$$

$A_s = \boldsymbol{\rho} * b * d = 0.00153 * 540 * 301 = 254.7\ mm^2$

A_s

Use 2 c 14 with $A_s = 308\ mm^2$

A_s

* Check for Strain:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f_c' * b} = \frac{308 * 414}{0.85 * 24 * 540} = 11.1 \text{mm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{4.98}{0.85} = 13\ \text{mm}$$

$\varepsilon_s = 0.003 * (\frac{d-c}{c}) = 0.003 * (\frac{301-13}{13}) = 0.068 > 0.005$ … ok

$\therefore \boldsymbol{use\ 2\ \emptyset 14}$

4.7.7 Design of shear for rib:

The maximum shear coefficient will be in the short direction for the slab with boundary condition as in case 4:

Wa= 0.6

☛The shear strength of one rib in the slab is:

$$V_c = 1.1 * \frac{1}{6} * \sqrt{f_c} * b_w * d = 1.1 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 140 * 315 * 10^{-3} = 40.425\ kN$$

$$\emptyset V_c = 0.75 * 40.425 = 30.312\ kN$$

Wu = Wa * Wd,l =0.6*20.84 =12.5 KN

$$V_{ud} = Wu * bf * \left(\frac{Ln}{2} - d\right) = 12.5 * 0.54 * (3.5 - 0.315) = 21.44\ KN$$

$$\frac{1}{5}\emptyset V_c < V_{ud} = 21.44 kN < \emptyset V_c = 30.312\ \text{KN}$$

☛Provide minimum shear reinforcement

Use 2Ø8 $for\ the\ stripe\ A_{V\ 2\emptyset 8} = 2 * 50 = 100\ mm^2$

$$\frac{A_{V\ 2\emptyset 8}}{s} = \frac{1}{3}\frac{b_w}{f_y} = \frac{140}{3 * 414} = 0.113 \rightarrow s = 887.14\ mm$$

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

$$S_{max} \leq \frac{315}{2} = 157.5 \leq 600\ mm$$

Use 2Ø8 @ 15 cm c/c for the distance of 1m from the face of suppurt ,

and 2Ø8 @ 30 cm c/c in the middle space .

4 -8 Design of Beam (7F-B14):-

4.8.1 :Design calculation of beam (7F-B14) :

➔ Reaction from Simply Supported Rib 1:

D.L =27.05/0.54 = 50.1 KN/m

L.L =14.58/0.54 = 14.58 KN/m

➔ Reaction from Rib 2:

D.L =31.27/0.54 = 57.9 KN/m

L.L =14.04/0.54 = 26 KN/m

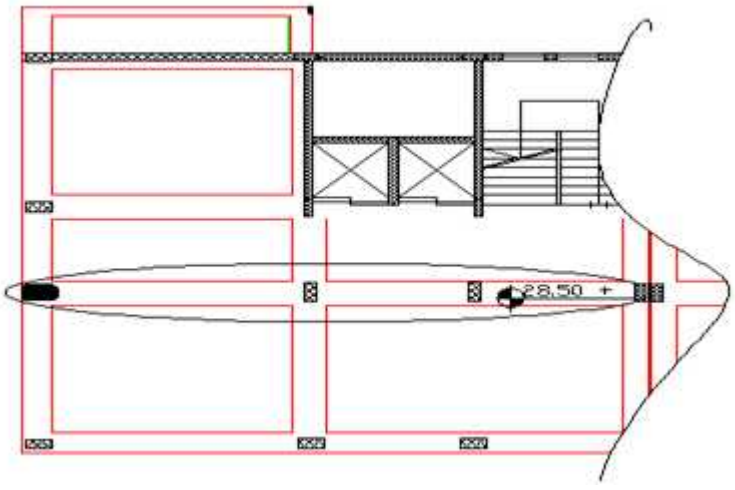
$$\textbf{Self weight} = 0.35 * 1 * 25 = 8.75\ kN$$

Table(4-4) : Weight of the matrails acting directly on the beam:

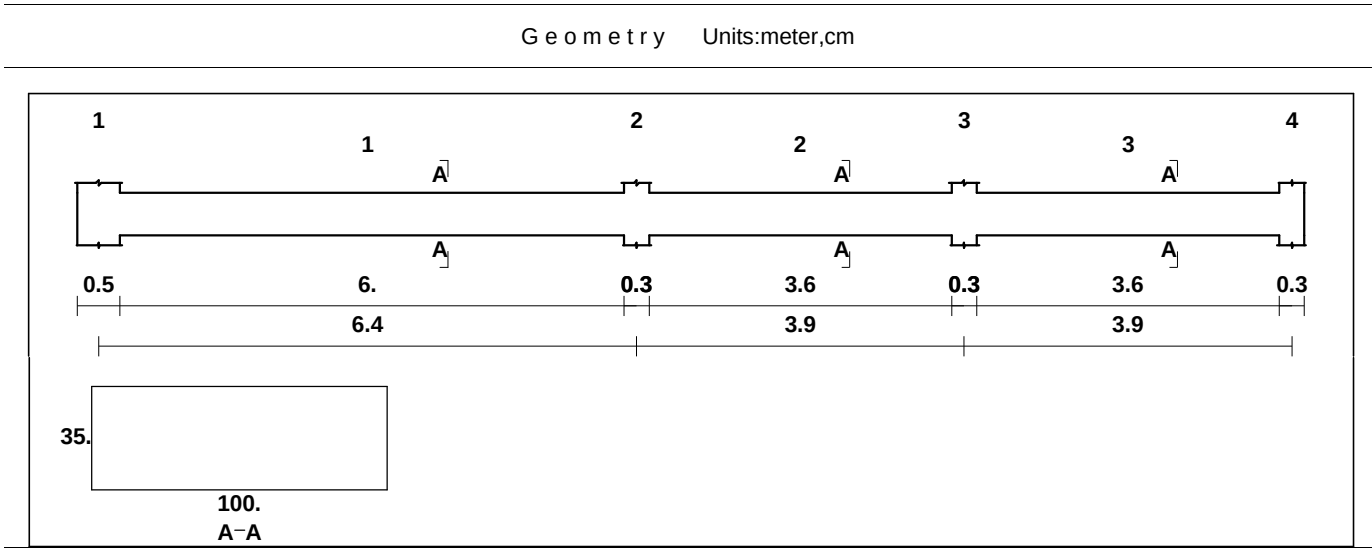
Matrial	γ	$w = \gamma * V$
Tiles	22	22* 0.03*1= 0.66
Mortar	22	22 *0. 02 * 1=0.44
Sand	17	17 * 0.07 * 1 = 1.19
Plaster	22	22 * 0.02 = 0.44
Partition 2kN/m2	-	2 * 1= 2
Total dead load kN/m		4.73 kN/m

Total Dead load:

Self weight + Materials = 8.75 + 4.73 = 13.48 KN/m



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



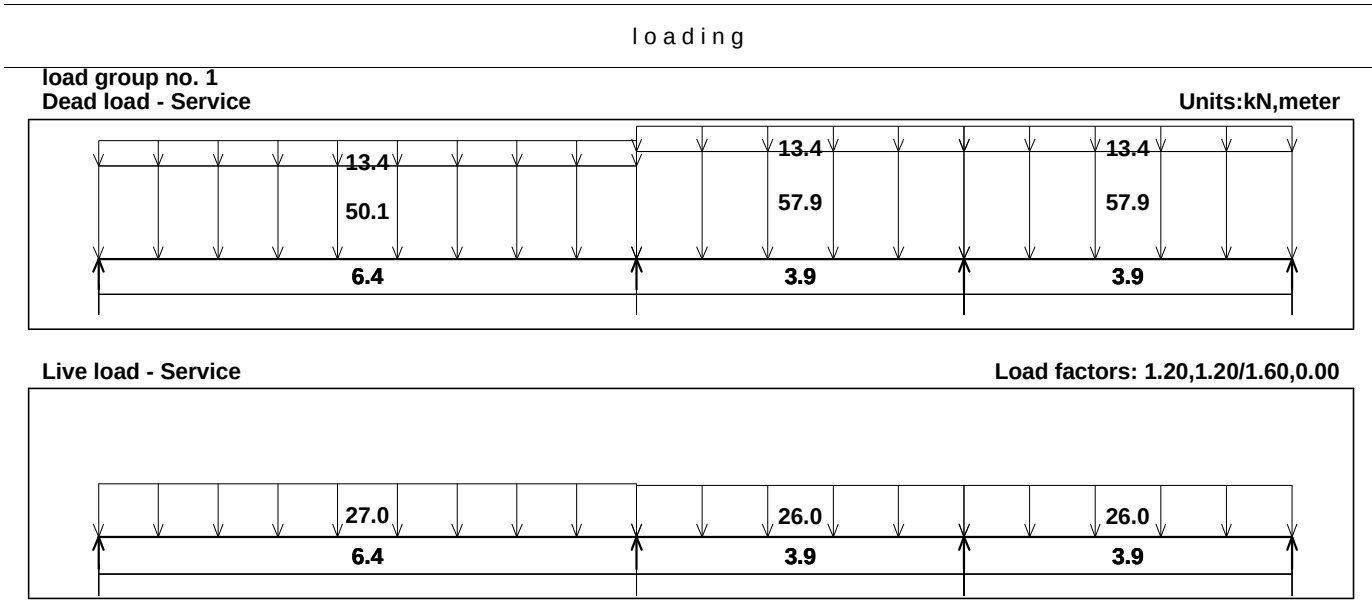
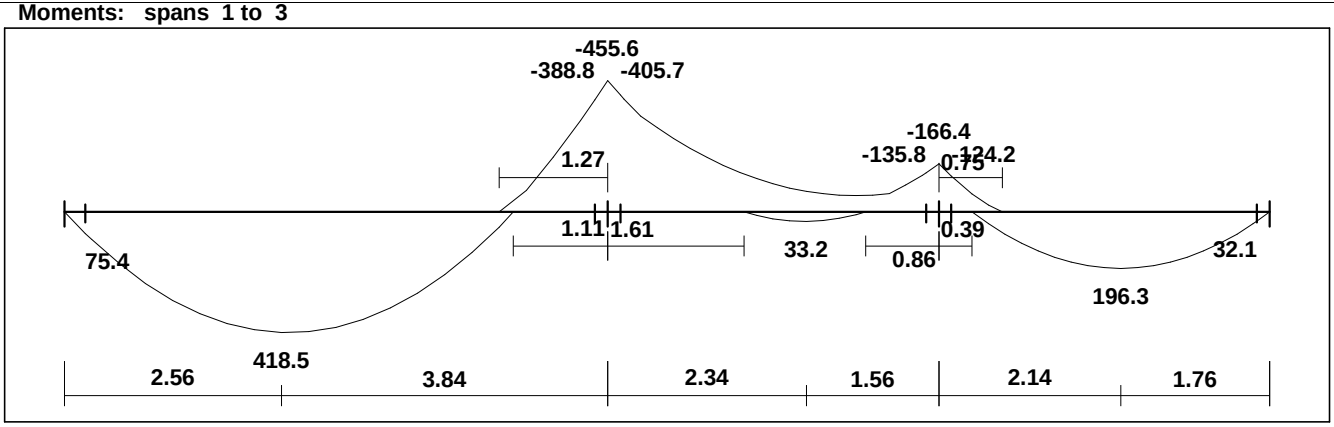


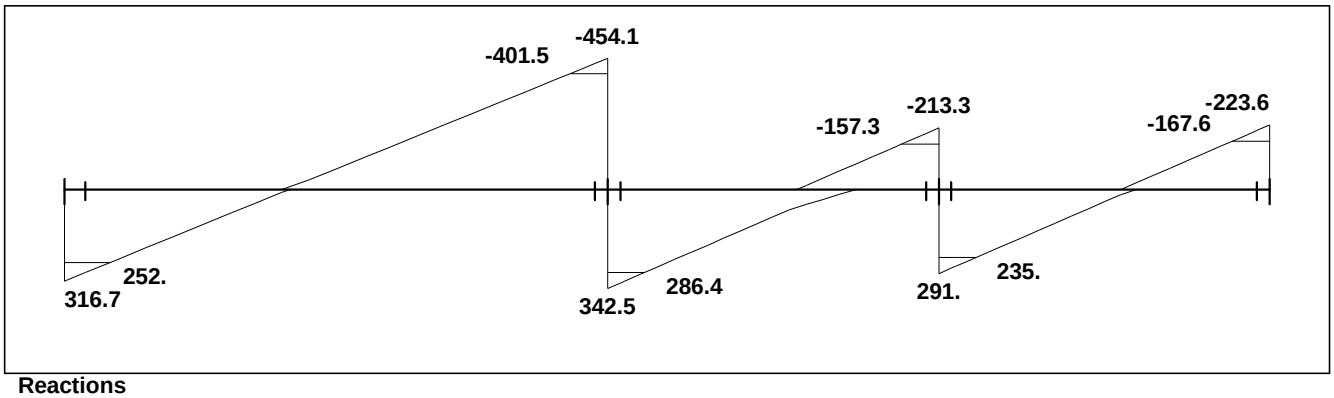
Fig.(7-4) spans and section of beam (7F-B14)

M o m e n t / S h e a r E n v e l o p e (Factored) Units:kN,meter

Moments: spans 1 to 3



Shear



Reactions

Factored

DeadR	**199.44**	**506.63**	**307.11**	**143.71**
LiveR	**117.23**	**289.97**	**197.21**	**79.91**
Max R	**316.67**	**796.59**	**504.32**	**223.62**
Min R	**195.75**	**575.12**	**344.03**	**135.06**
Service				
DeadR	**166.2**	**422.19**	**255.93**	**119.76**
LiveR	**73.27**	**181.23**	**123.26**	**49.94**
Max R	**239.47**	**603.42**	**379.18**	**169.7**
Min R	**163.89**	**465.**	**279.**	**114.35**

Fig.(8-4) Moment And Shear Diagram of beam (7F-B14)

4.8.2: Design of positive moment for beam (7F-B14):Mu= 418.5KN.m for span 1

d= h- cover – $d_{stirrups}$ – $\frac{d_b}{2}$= 350– 40 – 10 - $\frac{25}{2}$= 287.5 mm.

C= $\frac{3}{7}d = \frac{3}{7} * 287.5$ =123.2 mm

β = 0.85 , since $f_c' = 24\ MPA$

a= β * c= 0.85 * 123.2 = 104.7 mm

$M_{n\ max}$ = 0.85* f_c' * a*b * (d -$\frac{a}{2}$) = 0.85 * 24*104.7 *1000*(287.5 -104.7 / 2)$* 10^{-6}$
= 520.25 KN.m
Φ =0.82

Mu= 418.5<$\Phi M_{n\ max}$ = 0.82× 502.25 = 411.845KN.m

☛ Design the section as Doubly reinforced concrete section.

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c} = \frac{414}{0.85 * 24} = 20.29$$

$$R_n = \frac{Mu}{\Phi b d^2} = \frac{418.5 * 10^6}{0.9 * 1000 * 287.5^2} = 5.62\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n * m}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.29}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 5.62 * 20.29}{414}}\right) = 0.014$$

A_s = **ρ***b*d = 0.04 * 1000 * 287.5 = 4020.15 mm^2

*Check for $A_{s,\ min}$:

$A_{smin} = 0.25 * \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} * b_w$* dACI-318 -05

$A_{s\ min} = 0.25\ \frac{\sqrt{24}}{414} * 1000 * 287.5 = 868 mm^2$.

$A_{smin} = \frac{1.4}{f_y} * b_w * d = \frac{1.4}{414} * 1000 * 287.5 = 972.22\ mm^2$ …. *contral*

A_s= 4020.1mm^2>$A_{s,\ min}$ = 972.22 mm^2…. Ok

Use 9c25 with $A_s = 4417.8 cm^2$

A_s

* Check for Strain:

$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f_c' * b} = \frac{4.417 * 414}{0.85 * 24 * 1000} = 86.07\ mm$

$c = \frac{a}{\beta} = \frac{47.79}{0.85} = 101.26\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003 * (\frac{d-c}{c}) = 0.003 * (\frac{287.5-101.26}{101.26}) = 0.00552 > 0.005$ … Ok

$S_b = \frac{1000 - 40 * 2 - 10 * 2 - 9 * 25}{8} = 84.4mm > 25\ mm \quad ok$

4.8.3 :Design of positive moment for beam (7F-B14):Mu= 196.3 KN.m for span 2

$M_{n\ max} = 0.85 * f_c' * a * b * (d - \frac{a}{2}) = 0.85 * 24 * 104.7 * 1000 * (287.5 - 104.7 / 2) * 10^{-6}$
= 502.25 KN.m
Φ =0.85

$Mu = 196.3 < \Phi Mn_{max} = 0.82 \times 502.25 = 411.845 KN.m$

☛ Design the section as Singly reinforced concrete section.

$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c} = \frac{414}{0.85 * 24} = 20.29$

$R_n = \frac{Mu}{\Phi b d^2} = \frac{196.3 * 10^6}{0.9 * 1000 * 287.5^2} = 2.639\ Mpa$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n * m}{f_y}}) = \frac{1}{20.29}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 3.475 * 20.29}{414}}) = 0.006828$

$A_s = \rho * b * d = 0.006828 * 1000 * 287.5 = 1963.2\ mm^2$

*Check for $A_{s,\ min}$:

$A_{smin} = 0.25 * \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} * b_w * d$ ACI-318 -05

$A_{s\ min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{414} * 1000 * 287.5 = 868 mm^2$.

$A_{smin} = \frac{1.4}{f_y} * b_w * d = \frac{1.4}{414} * 1000 * 287.5 = 972.22\ mm^2$ …. *contral*

$A_s = 1963.2 mm^2 > A_{s,\ min} = 972.22\ mm^2$…. Ok

Use 5 c 25 with $A_s = 24.531 cm^2$

A_s

* Check for Strain:

a = $\frac{A_s * f_y}{0.85 * f_c' * b} = \frac{24.531 * 414}{0.85 * 25 * 1000} = 47.79$ mm

$c = \frac{a}{\beta} = \frac{47.79}{0.85} = 56.23\ mm$

ε_s= 0.003* ($\frac{d-c}{c}$) = 0.003* ($\frac{287.5-56.23}{56.23}$)=0.01233 > 0.005 … Ok

$S_b = \frac{1000 - 40 * 2 - 10 * 2 - 5 * 25}{4} = 193.\ mm > 25\ mm \quad ok$

4.8.4: Design of negative moment for beam (7F-B14):Mu= 405.7KN.m

d= h- cover – d $_{stirrups}$ $-\frac{d_b}{2}$= 350 – 40 – 10 - $\frac{18}{2}$= 291 mm.

C= $\frac{3}{7}d = \frac{3}{7} * 291 =$ 124.7 mm

$\beta = 0.85$

a= β * c = 0.85 * 124.7 = 105.99mm

$M_{n\ max}$ = 0.85* f_c' * a*b * (d - $\frac{a}{2}$) = 0.85 * 24*105.99 *1000*(291 -105.99 / 2)* 10^{-6}
= 536.06 KN.m
Φ =0.9

Mu= 405.7< $\Phi M\eta_{max}$= 0.9 × 536.06 = 482.45KN.m

☛ Design the section as singly reinforced concrete section.

$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c} = \frac{414}{0.85 * 24} = 20.29$

$R_n = \frac{Mu}{\Phi b d^2} = \frac{405.7 * 10^6}{0.9 * 1000 * 291^2} = 5.323\ Mpa$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n * m}{f_y}} = \frac{1}{20.29}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 5.323 * 20.29}{414}} = 0.01507$

A_s = **ρ***b*d = 0.01507 * 1000 * 291 = 4369.1 mm^2

*Check for $A_{s,\ min}$:

$A_{smin} = 0.25 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d$ ACI-318 -05

$A_{s\,min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{414} * 1000 * 287.5 = 868 mm^2$.

$A_{smin} = \frac{1.4}{f_y} * b_w * d = \frac{1.4}{414} * 1000 * 287.5 = 972.22\ mm^2$ …. *contral*

$A_s = 43.691 mm^2 > A_{s,\,min} = 972.22\ mm^2$…. Ok

Use4c12&8c25 with $A_s = 43.8m^2$

A_s

* Check for Strain:

$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{4578.12 * 414}{0.85 * 24 * 1000} = 86.07\ mm$

$c = \frac{a}{\beta} = \frac{86.07}{0.85} = 101.26\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003 * (\frac{d-c}{c}) = 0.003 * (\frac{287.5-101.26}{101.26}) = 0.005517 > 0.005$ … Ok

$$S_b = \frac{1000 - 40 * 2 - 10 * 2 - 8 * 25 - 4 * 12}{11} = 59.3mm > 25\ mm \quad ok$$

4.8.5: Design of shear for Beam (7F-B14):

ACI – 318 – Categories for shear design: critical section of distance d= 287.5mm from the face of support.

$Vu_{\,critical}$ = 401.5kN at support.

$Vc = \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 287.5 * 10^{-3} = 239.58$ KN

Check for section dimension:

$Vs = \frac{V_u}{c} - Vc = \frac{401.5}{0.75} - 239.5 = 295.833$ KN

$V_{s\,max} = \frac{2}{3} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{2}{3} * \sqrt{24} * 1000 * 287.5 * 10^{-3} = 958.33$ KN

Find the maximum stirrups spacing:

$V'_s = \frac{1}{3} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{3} * \sqrt{24} * 1000 * 290 * 10^{-3} = 479.167$ KN

$V_s < V_s'$ then

$S_{max} \le 600mm$ or $S_{max} \le \frac{d}{2} = \frac{287.5}{2} = 143.75$ mm

☛Check for Vs_{min}:

$V_{s\,min} = \frac{1}{16} * \sqrt{f_c'} * b_w * d = \frac{1}{16} * \sqrt{24} * 1000 * 287.5 * 10^{-3} = 89.84$ KN

$V_{s\,min} = \frac{1}{3} * b_w * d = \frac{1}{3} * 1000 * 287.5 * 10^{-3} = 95.83$ KN … control

$\Phi(Vc + V_{s\,min}) = 0.75(239.5+95.83) = 251.5$ KN

$\Phi(Vc + V_s') = 0.75(239.5+479.167) = 539$ KN

$\Phi(Vc + V_{s\,min}) = 251.5 \le V_u = 401.5 \le \Phi(Vc + V_s') = 539$

Then it case IV

Use stirrups 2U – shape (4 legs stirrups) c10

With Av = 4* 78.5 = 314mm^2.

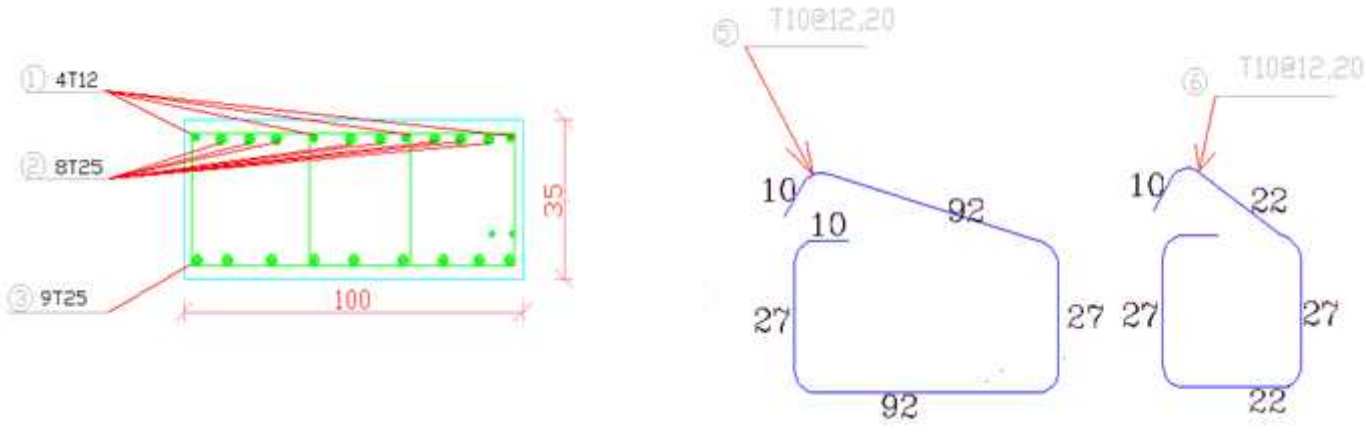
$S_{req} = \frac{A_v f_{yt} * d}{V_s} = \frac{314 * 414 * 287.5 * 10^{-3}}{295.83} = 126.34$ mm

S = 126.34<S_{max}=145mm ...ok

Take 2Ushape (4 legs stirrups)Φ10 @ 12cm<S_{req}<S_{max} in first 1 m from support

Take 2Ushape (4 legs stirrups)Φ10 @ 20cm in middle of span

Use 80 stirrups.



Fig(9-4) : Section in beam RC &stirrups

4-9: Design of Column (C3) "in basement floor":

Pu(KN)	$^{\circ}g$	fc' Mpa	fy Mpa
7700	0.02	24	414

4.9.1: Check Slenderness Effect:

- r= 0.3*1= 0.3
- Lu = 3.15 m
- M1/M2 =1 (Braced frame with M,min)

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

Lu: Actual unsupported (un braced) length.

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

K=1 , According to ACI 318-02 The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

$$\frac{klu}{r} = 1 * 3.15 / 0.3 = 10.5 < 22 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ short - column$$

4.9.2 Selecting longitudinal bars:

$$0.01 < {}^{\circ}g = 0.02 < 0.08 \text{ - OK}$$

$$Ast = {}^{\circ}g * Ag = 0.02\,Ag$$

$$Pu = 0.65 * 0.8 * \{0.85 * fc'(Ag - Ast) + Ast(fy)\}$$

$$7700 * 10^3 = 0.65 * 0.8 * [0.85 * 24 * (Ag - 0.02\,Ag) + 0.02\,Ag * 414]$$

$$Ag = 523809.5\,mm^2$$

Take Column diminution 50cm*100cm

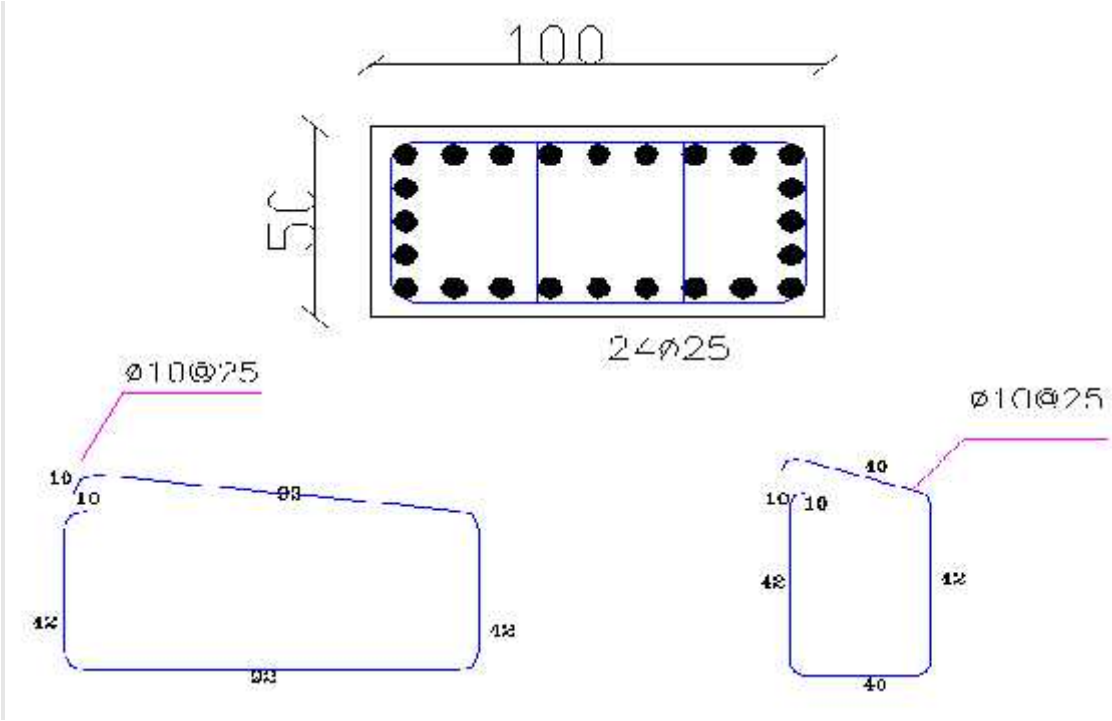
Find Ast

$$7700 * 10^3 = 0.65 * 0.8 * [0.85 * 24 * (500000 - Ast) + Ast * 414]$$

$$Ast = 11706.53\,mm^2$$

Take 24Φ 25, Asprovided = 11787 mm^2 > As,req = 11706 mm^2

$$\rho_g = \frac{Ast}{Ag} = 0.0235 \geq 0.01 \ldots\ldots ok$$



Fig(10-4) column 3 section & stirrups

٤-١٠ *Design of footing (F 5):*

f_c'	*fy*
24 Mpa	414 Mpa

4.10.1: Load Calculation:-

Pu=5500KN

* Allowable soil pressure = 400 KN/ m²

* Soil density = 20 KN/m3

* Soil weight = 0.4*20= 8 KN/ m²

- Weight of footing (assume $h_{footing}$ = 80 cm)

$w_{footing}$ = 0.8*25 = 20 KN/m²

- Total load on foundation:

WT = 20 + 8 = 28 KN/m²

- Net soil pressure q_{net} :

q_{net} = 400 – 28 = 372 KN/m²

- Required sizes of footing:

A,required = $\frac{p_n}{q_{net}} = \frac{4230}{372}$ = 11.37m²

Take L= 3.6m & B= 3.1m

$h_{footing}$	$w_{footing}$	w_{soil}	**WT**	q_{net}	**A,required**
80 cm	20 KN/m²	8 KN/m²	28 KN/m²	372 KN/m²	11.37m²

4.10.2 Depth of footing and shear design:

$Pu = 5500$ KN

$qu = \frac{5500}{3.6*3.1} = 492.83$ KN/m²

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

- **Check for One Way Shear Strength**

$$Vu = \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} - d\right) * qu * b = (1.925 - d) * 492.83 * 3.1$$

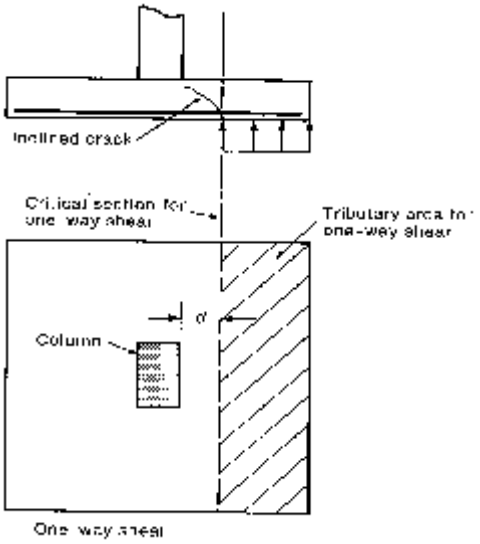
$$= 2941 - 1527.8d$$

$$Vc = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 3100 * d = 2531.14d$$

$$Let, ¤Vc = Vu$$

$$d = 0.713m$$

$$h = 713 + 75 + 14 = 800mm$$



Fig(11-4) one and two way shear

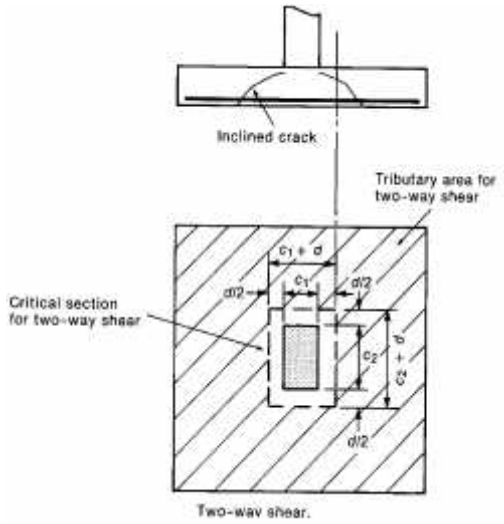
- **Check for Two Way shear Action (Punching).**

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

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

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

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



Where:

$$_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{900}{400} = 2.25$$

b_o = Perimeter of critical section taken at (d/2) from the loaded area
=2(0.9+0.711)+2(0.4+0.711)= 5.444 m.

$\sim_s$ = 40……. for interior column

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

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

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

d=800-75-14=711mm

$Let, \text{¤}Vc = Vu$

Vu=492.83(3.6*3.1-(0.9+d)(0.4+d)=4117.9KN

$_C$	b_o **(m)**	$\sim_s$	¤.V_C **(KN)**
2.25	5.444	40	4117.9

$.V_C = 0.3\sqrt{24} * 5.444 * 711 + 10^{-3} = 5688.78KN$

¤.$V_C = 0.75 * 5688.78 = 4266.54KN$

Vu = 4117.9 < Vc …….. The thickness (h=80cm) is educate enough

Vu=5945.5KN < ΦVc =8405.2KN……OK

h (mm)	d (mm)	b_o (m)	Vu (KN)	¤.V_C (KN)
950	855	6.02	5945.5	8405.2

4.10.3 :Design for Bending Moment of long direction.

Use bar Ø16

h (mm)	d (mm)	b(m)
800	711	3.1

Mu =492.83*3.1*1.35*1.35/2=1392.2 KN.m

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{414}{0.85 * 24} = 20.294$$

$$Rn = \frac{Mu / ¤}{b * d^2} = \frac{1392.2 * 10^{-3} / 0.9}{3.1 * (0.711)^2} = 0.99 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.294}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.294)(0.99)}{414}}\right) = 0.00245$$

Asreq = 0.00245 (3100) (711) = 5405.17 mm^2 > Asmin = 4484 mm^2 ….. OK

Asmin =0.0018*b*h == 0.0018 (3100) (800) = 4484 mm^2

Take 27Φ 16 , As,provided = 54.28 cm² > As,required = 54.1 cm²

$$S = \frac{3100 - 75 * 2 - 27 * 16}{26} = 100 \text{ mm}$$

- Step(S) is smallest of:

1. 3h = 3*800 = 2400 mm
2. 450 mm - control

S = 100 mm < S,max = 450 mm – OK

Mu(KN.m)	m	Rn	ρ	$As_{req}(mm^2)$	$As_{min}(mm^2)$	S(mm)
1392.2	20.29	0.99Mpa	0.00245	5405.17	4484	100

- Check strain

Tension = Compression

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

$$5428.7 \times 414 = 0.85 \times 24 \times 3100 \times a$$

$$a = 35.5mm$$

$$c = \frac{35.38}{0.85} = 41.8$$

$$£_s = \frac{711 - 41.8}{41.8} \times 0.003 = 0.04824 > 0.005...ok$$

$As(mm^2)$	a (mm)	c (mm)	$£_s$
5428.7	35.5	41.8	0.04824

4.10.4: Design for Bending Moment of short direction:

h (mm)	d (mm)	b(m)
800	711	3.1

Mu =492.83‘*1.35/2 = 1616.7 KN.m

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{414}{0.85 * 24} = 20.294$$

$$Rn = \frac{Mu/¤}{b * d^2} = \frac{1616.7 * 10^{-3} / 0.9}{3.1 * (0.711)^2} = 1.146 \text{ Mpa}$$

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

$$ρ = \frac{1}{20.294}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.294)(1.146)}{414}}\right) = 0.002865$$

As,req=6314.85 mm^2 > As,min = 4464 mm^2 ..... OK

Take 32Φ 16 , As,provided = 74.4cm² > As,required = 72.55 cm²

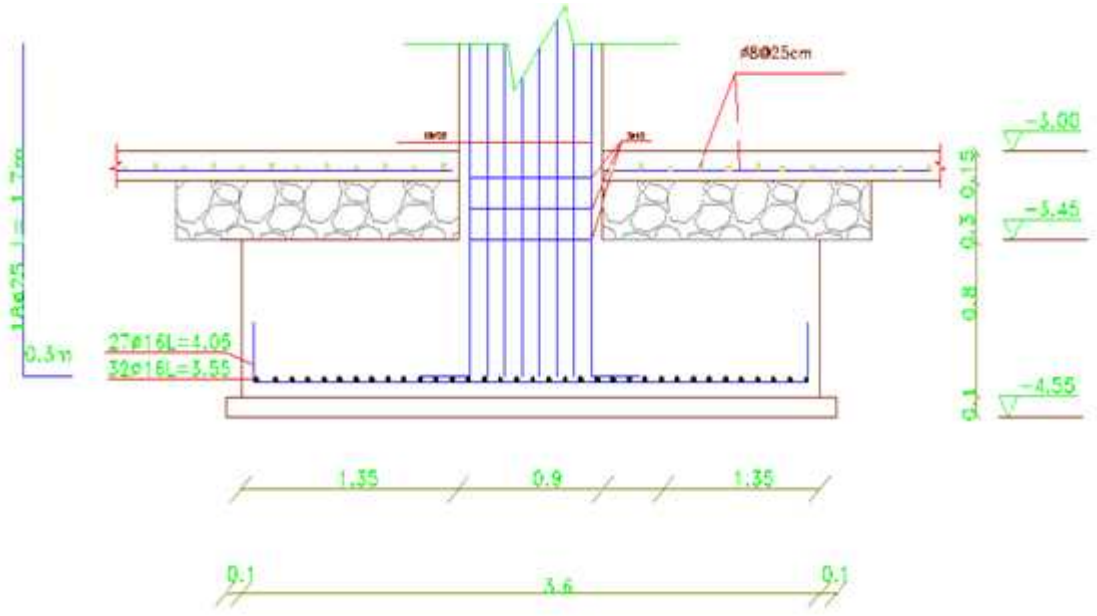
$$S=\frac{3600-75*2-32*16}{31}=94.7\ mm$$

- Step(S) is smallest of:

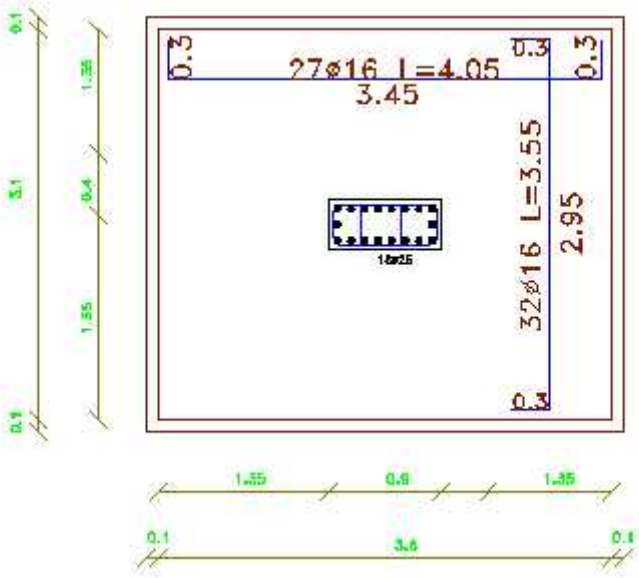
1. 3h = 3*950 = 2850mm
2. 450 mm - control

S = 94.7 mm < S,max = 450mm – OK

Mu(KN.m)	m	Rn	ρ	$As_{req}(mm^2)$	$As_{min}(mm^2)$	S(mm)
1616.7	20.29	1.146Mpa	0.002865	6314.82	4464	94.7



Fig(12-4) one and two way shear Foundation 5 section



Fig(13-4) Foundation 5 plan

4.11 Design of combined footing :-

Footing for the column C5 (F15) :

C5 : 90*40

Pu =5500*2= 11000 KN .

Pn=pu/1.3=11000/1.3=8461.54 KN. q all=400KN/m2.

A=pn/q all=8461.51/400=21.15m2

Take 4.6*4.6 footing

4.11.1 Determination of footing Dimension:

Net allowable soil pressure = 400 KN/m2

A=pn/q all=8461.51/400=21.15m2

Take 4.6*4.6 footing

Distance between the two columns is 2.8m center to center

4.11.2 Determination of footing depth:

Select h = 90 cm ….d = 80.5 cm .

Factored load :

Pu 5 = 5500 KN .

Pu 5 = 5500 KN .

$$q_u = \frac{P_{u5}+P_{u5}}{A_g}$$

$$q_u = \frac{11000}{4.6*4.6} = 519.85 Kn/m^2$$

Check for one way shear strength for C5 :

$$Vu = 5500 - 519.85 * 4.6(0.7 + 0.4 + 0.805) = 944.55 KN$$

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

$$¤.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 805 * 4600 = 2267.6 Kn$$

$$¤.Vc > Vu$$

$$\therefore \quad Safe$$

4.11.2 Check for two way shear action (punching)

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

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

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

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

Whre:

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

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

$\sim_s = 30$ …… for exterior column

$\sim_s = 40$ ……. for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{_c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{6} * \left(1 + \frac{2}{(40*90)}\right) * \sqrt{24} * 5.82 * 0.805 = 4760.96 Kn$$

¤. $V_C = 4760.96 Kn$ ..... *Control*

$Vu_{C5} = Pu - FR_b$

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

$Vu_C = 5500 - 519.85[(0.7 + 0.4 + 0.805/2) * (0.9 + 0.805)] = 4168.27 KN$

¤. $Vc > Vu_C$ ..... *satisfied*

4.11.3 Design for Bending Moment:

$Mu = 1269.195 Kn.m$

B=4600 h=900 d=805 Fc=24Mpa fy=414Mpa

Mu=1269.195kn.m.

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{1269.195/0.9}{0.9*4600*805*805} *10^6 = 0.473 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85* fc'} = \frac{414}{0.85*24} = 20.29$$

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

$$° = \frac{1}{20.9}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.9 \times 0.473}{414}}\right) = 0.001156$$

$As_{Req.} = ° * b * d = 0.001156 * 4600 * 805 = 4281.8 mm^2$

$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 4600 * 900 = 7452 mm^2$

$\therefore Asm > Asreq$

Use 24Ø 20 mm …… with Aprovided = 7536 mm^2

S=4600-75*2-24*20/23=172.6
S<=3h=300<=450…….ok
Mu at face of column=0.7*2391/2=585.8
Use 24 Ø20

4.11.4: Designe the the flexural reinforcement in the transvers direction

Mu =1195.65/2(4.6/2-0.9/2)2=2046

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{1195/0.9}{1600*805*805} *10^6 = 2.14 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85* fc'} = \frac{414}{0.85*24} = 20.29$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.29}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.29\times 2.14}{414}}\right) = 0.005616$$

$As_{\text{Re}q.} = \circ * b * d = 0.005616 * 1600 * 805 = 7223.4mm^2$

$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1600 * 900 = 2591mm^2$

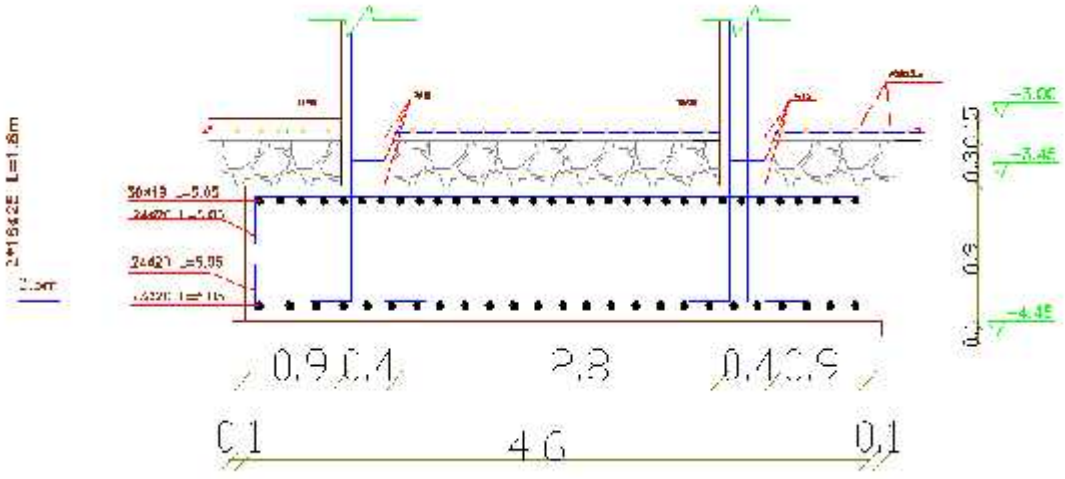
$\therefore As = 4608.6mm^2$

Use23 Ø20

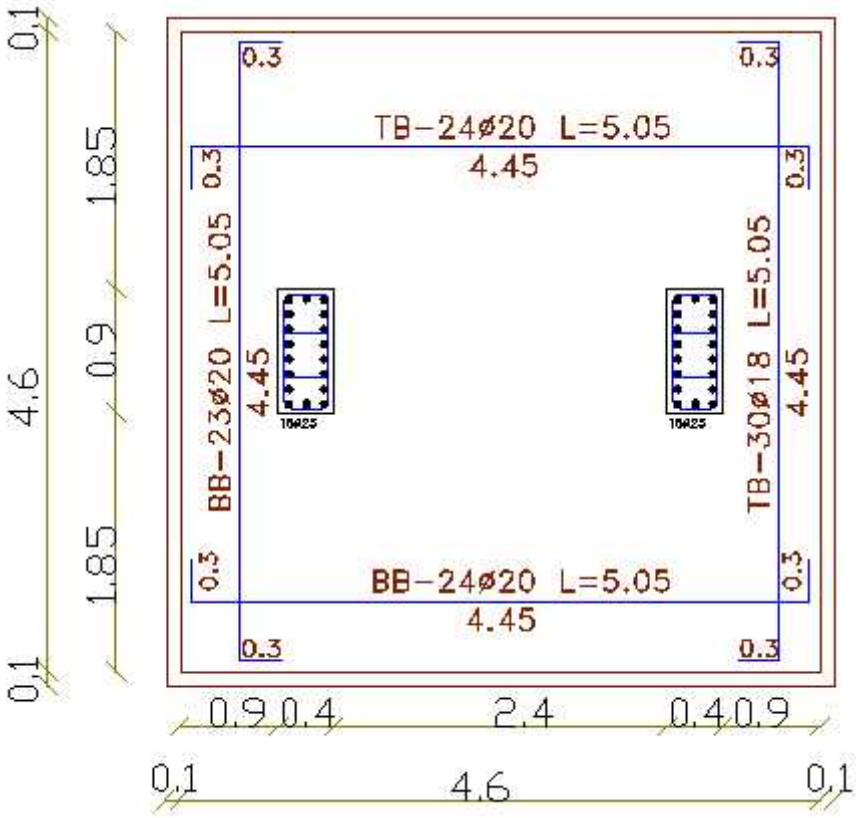
S=1600-75-23*20/22=48.4 use50cm

As Temp=0.0018*1000*900=1620 use Ø18@15cm

4.11.5 Combined Footing Details:



Fig(14-4) Combined footing 15 section



Fig(15-4) Combined footing 15 plan

4-12: Design of Strip Footing Under Shear Wall (WF1):

f_c'	*fy*
24 Mpa	414 Mpa

- Allowable soil pressure = 400 KN/ m²
- Soil density = 20 KN/m3
- Wall thickness h=25cm

$qnet$ = 400 – 0.25 –0.7*20 = 379.75 KN/m2

Weight of wall = 0.25*25*3.5*9=196.87 …take it 200KN/m

Additional load from slabs =200KN/m

$$A = \frac{Pn}{qnet} = \frac{400}{379.75} = 1.05 \text{ m2/m}$$

A = b * 1m ……. take b = 1.0m

4.12.1Depth of footing and shear design :

Pu = 1.3*400 =520KN/m

$$qu = \frac{Pu}{A} = \frac{520}{1*1} = 520 \text{ KN/m2}$$

Check for One Way Shear Strength:

$$Vu = \left(\frac{b}{2} - \frac{a}{2} - d\right) * qu * 1m = \left(\frac{1}{2} - \frac{0.25}{2} - d\right) * 520 * 1$$

$$¤Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} * 1000 * d * 10^{-3}$$

$$Let, ¤Vc = Vu$$

$$d = 0.1723m$$

$$assume$$

$$h = 172.3 + 75 + 20/2 = 257.3mm$$

h = 300mm, d = 300– 75 – 20/2 = 215 mm

Design for flexure :

h (mm)	d (mm)	b(mm)
300	215	1000

Take steel bar Ø20

Mu =520*1*0.375*0.375/2=36.563 KN.m/m

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{414}{0.85 * 24} = 20.29$$

Rn = $\frac{Mu/¤}{b*d^2} = \frac{36.6*10^6}{0.9*1000*(215)^2} = 0.879$ Mpa

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

ρ = $\frac{1}{20.29}(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.29)(0.879)}{414}}) = 0.00217$

As_{req} = 0.00217 (1000) (215) = 466.86 mm^2/m < As_{min} = 540 mm^2/m….. Take As_{min}

As_{min} =0.0018*b*h == 0.0018 (1000) (300) = 540 mm^2/m

n = 540/113.1 = 4.77 , S = $\frac{1}{n} = \frac{1}{4.77}$ = 0.209 m

Use Φ 12 @ 20cm As = 565.5 cm² > Asreq = 540 cm²

Mu(KN.m)	m	Rn	ρ	As(mm^2)	S(mm)
36.6	20.29	0.879	0.00217	565	200

- Step (s) is the smallest of :-

1. 3*h = 3* 300 = 900 mm
2. 450 mm …. control

S = 200 mm < S,max = 450 mm …. OK

- Select the minimum temperature reinforcement.

As_{min} =0.0018*b*h == 0.0018 (1000) (300) = 540 mm^2/m

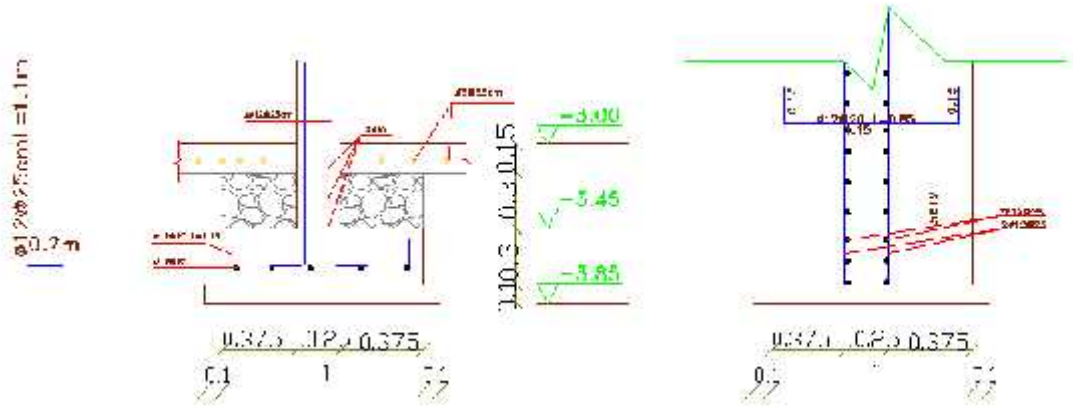
- The maximum spacing (s) is :-

1. 5*h = 5* 300 = 1500 mm
2. 450 mm…. control

n = 540/113.1 = 4.77 , S = $\frac{1}{477}$ = 0.209m

Use Φ 12 @ 20 cm

Strip footing details:



Fig(16-4) strip footing sections & plan sec

4.13Design of Stairs :

4.13.1 Determination of Slab Thickness:

L = 3.77 m.

hreq = L/ 20

hreq =377 / 20 = 18.8 cm ……take h= 20 cm.

⇒ Use h = 20cm.

θ = tan-1(170 / 300) = 29.54o

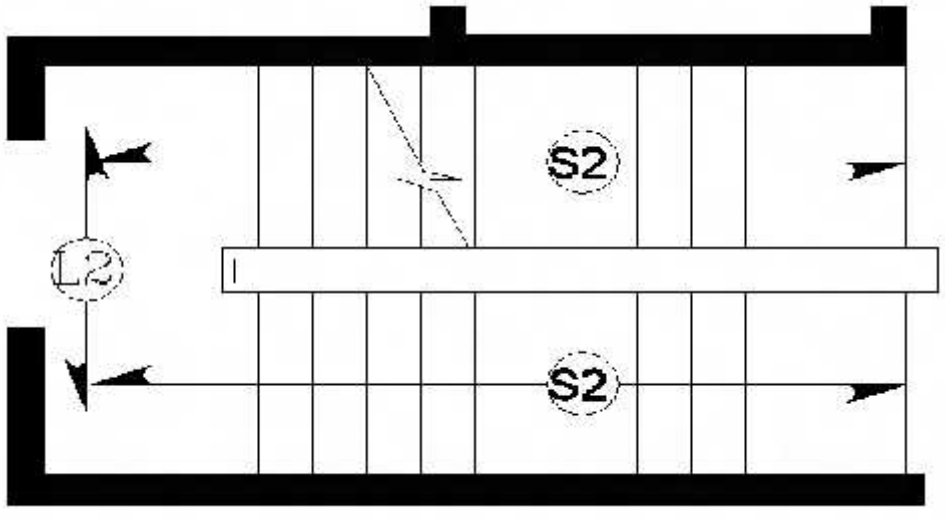


Figure (17-4) : Stairs plan

4.13.2 Load Calculations at section (A-A):

4.13.2.1 Load on Stringer:

Dead Load:

Tiles = 0.03*22*((0.35+0.17)/0.30) = 1.144 KN/m.

mortar = 0.02*23 *((0.17+0. 3)/0.3) = 0.689 KN/ m.

Plaster = (25*0.2)/ (Cos 29.54) = 0.759 KN/ m.

Steps = ((0.17*0.3)/2) * 25/0.3 = 2.125 KN / m.

Slab = 0.25 *25/ Cos 29.54 = 5.75 KN/ m.

Total dead load = 10.5 KN/ m.

Live load:

Live load for stairs =5 KN/ m2.

Factored load

^{qu} =1.2*10.5 + 1.6*5 = 22 KN/ m2.

For one meter Strip, ^{qu} = 20.56 KN/ m.

4.13.2.2 Load on landing :

Dead Load:

Tiles = 0.03*22 = 0.66 kN/m2

Mortar =0.02*22 = 0.44 kN/m2

Slab = 0.2*25 = 5 KN/m².

Plaster = 0.03*22= 0.66 KN/m².

Total dead load = 6.76 KN/m².

Live load:

Live load for stairs = 5 KN/ m2.

Factored load

qu =1.2*6.76+ 1.6 *5 = 16.11 KN/ m2.

For one meter Strip, qu = 16.11 KN/ m.

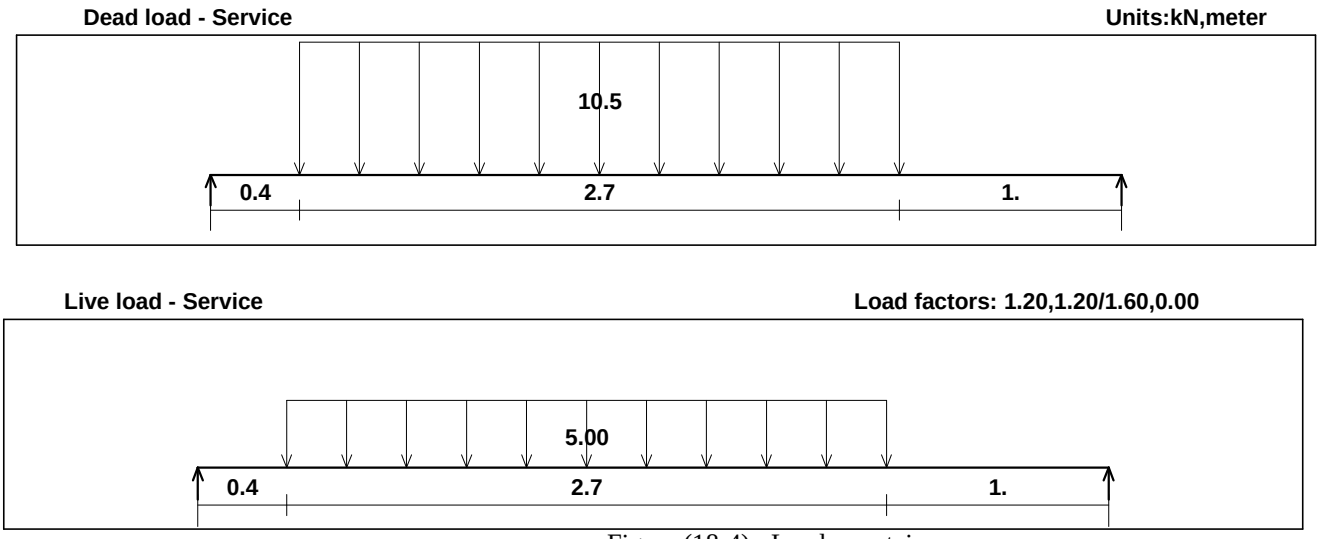


Figure (18-4) : Loads on stairs

4.13.3 Design of Shear :

- Assume Ø14 for main reinforcement:-

So, d = 200-20 -14/2 = 173 mm = 17.3 cm

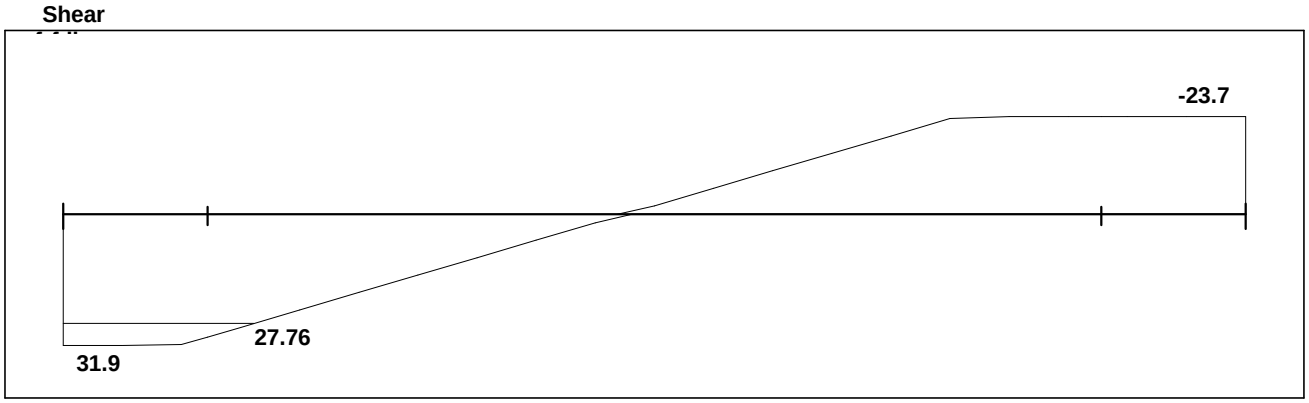


Figure (19-4) : Shear Envelope

Vu = 27.76 KN .

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

$$¤Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 173}{6} = 108.125KN$$

$¤Vc$ = 108.125 KN . <Vu = 27.76 KN

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

4.13.4 Design of Bending Moment :

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair

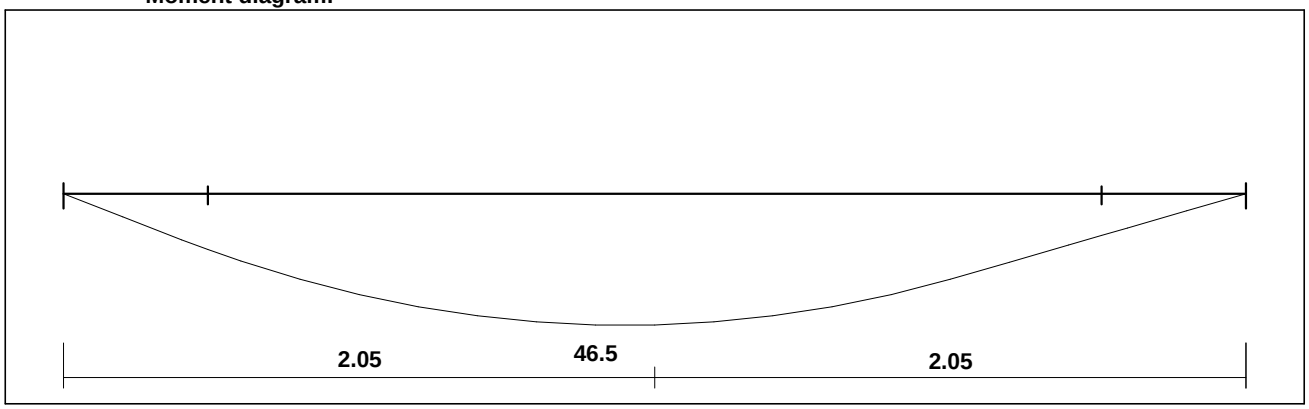


Figure (20-4) : Moment Envelope

Mu = 46.5 kN.m

Assume Ø 14 for main reinforcement:-

d = 17.3cm.

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

$$K_n = \frac{46.5 * 10^6}{1000 * 0.9 * 173^2} = 1.726MPa \ .$$

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

$$m = \frac{414}{0.85 \times 24} = 20.29$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.29}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.29 * 1.726}{414}}\right) = 4.355 * 10^{-3}$$

As_{req} = $4.355 * 10^{-3} * 100 * 17.3 = 7.533$ cm^2

$$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6cm^2$$

$As_{\min}$ = 3.6 cm^2 $\leq As_{req}$ = 7.533 cm^2 -------ok

OK_____Use 5Φ 14 @ 20 cm c/c ….. with As, =5*1.539 = 7.69 cm² > 7.533 cm²

As provided = 7.69 cm²> As req.……..OK.

Check for strain:

Tension = Compression

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

$769 * 414 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 14.98mm$

$x = \frac{a}{_1} = \frac{14.98}{0.85} = 17.63mm$

$£_s = \frac{173 - 17.63}{17.63} * 0.003$

$£_s = 0.026445 > 0.005 \longrightarrow ok$

4.13.5 Secondary reinforcement:

$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6cm^2$

Use 3Φ14 @ 30 cm …….. With As = 3*1.534 = 4.602 cm².

As provided = 4.6 cm²> As req =3.6 cm²……..OK.

4.13.6 Stairs at section (A-A) Details:

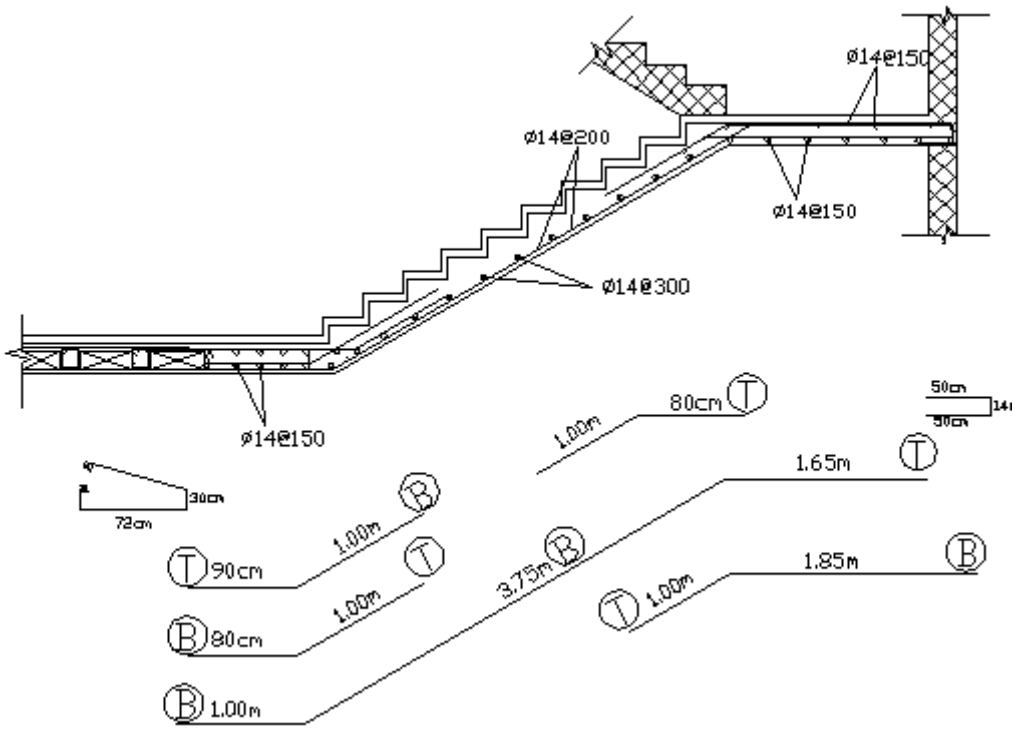


Figure (21-4) : stairs section (A-A)

4.13.7 Design of flexure for landing :-

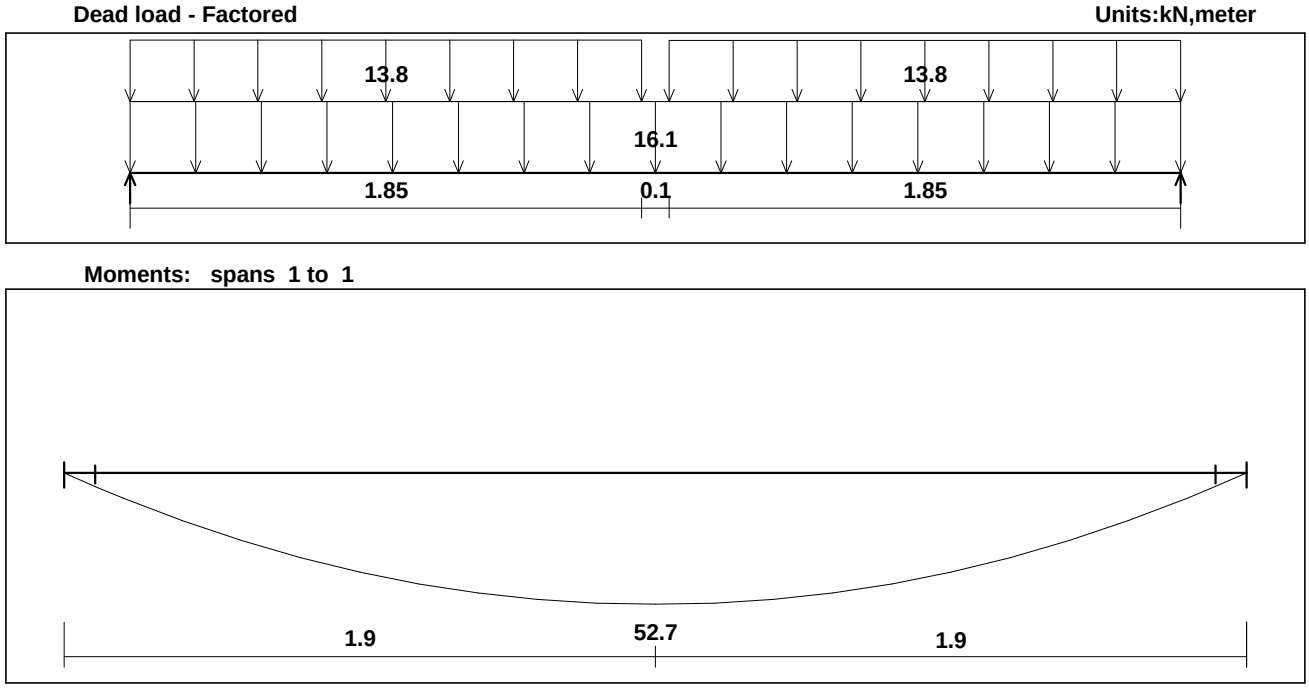


Figure (22-4) : load and Moment Envelope diagrams.

Mu = 52.82 KN.m.

d = 17.3cm.

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

$$k_n = \frac{52.82*10^6}{1000*0.9*173^2} = 1.96MPa\ .$$

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

$$m = \frac{414}{0.85\times 24} = 20.29$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.29}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.29*1.96}{414}}\right) = 0.004978$$

As req = 0.004978*1000*173 = 861.12 mm2.

A^Smin= 0.0018*1000*200 = 360mm2

As req.= 861.12 mm²> As min =360mm²……..OK

n=861.12/As (Φ14) = 5.596 bars

S=1/5.596 = 0.178m select s = 15cm

Check for spacing

3h=3*200=600mm

S=450

s = 38

Control ……s = 300 $\frac{280}{0.667*414}$ = 304.33mm

Use Φ 14@ 15 cm

Check for strain:

Tension = Compression

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

$861.12 * 414 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 16.78\,mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{16.78}{0.85} = 19.74\,mm$

$£_s = \frac{173 - 19.74}{19.74} * 0.003$

$£_s = 0.02329 > 0.005 \longrightarrow ok$

4.14: Design of Basement wall:

4.14.1: load calculation:

s=18KN/m3, φ=35, surcharge =5KN/m2 f_c =24 MPa , fy=414 Mpa ,

fc	fy	s	φ	Surcharge
24 Mpa	414 Mpa	18 KN/m^3	35	5KN/m^2

$$hs = \frac{Ws}{W} = \frac{5}{18} = 0.278$$

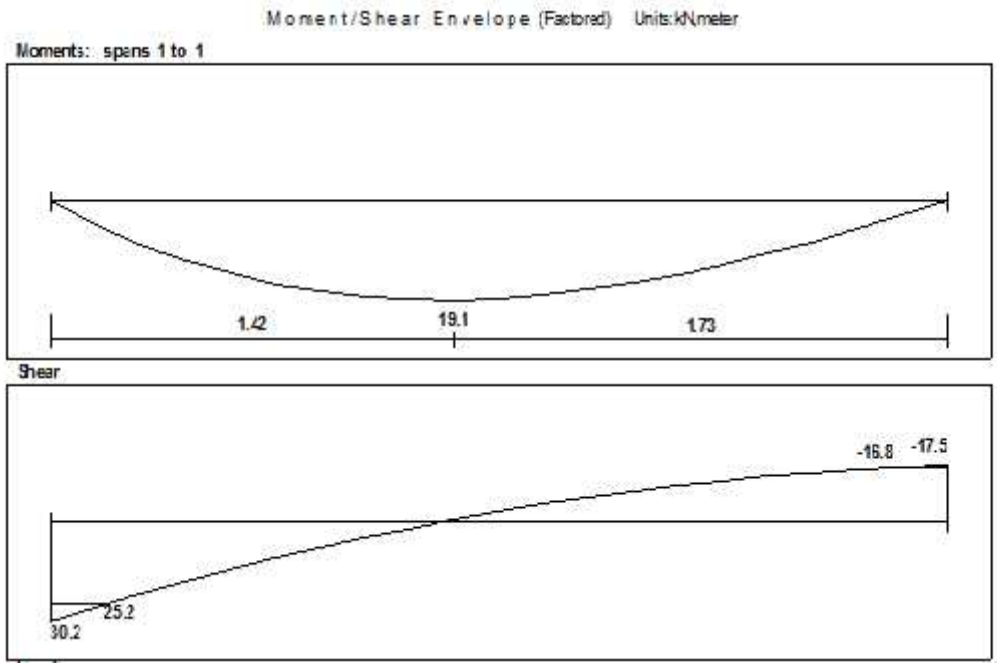
Due to active earth pressure

Pa = Ca * h * ¥ = 0.278 * 3.15 * 18 = 36.6 KN/m2

Due to Surcharge

Ps = Ca * hs * ¥ = 0.278 * 18 * 0.278 = 1.36 KN/m2

Ca	Pa	hs	Ps
0.271	36.6 KN/m2	0.278 m	1.36 KN/m^2



Fig(23-4) Moment & Shear diagram for Basement wall

4.14.2: Design of Bending Moment

Mu = +19.1 KN.m/m

d = 200 – 40 - 20/2 = 150 mm

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

$$R_n = \frac{19.1*10^6}{0.9*1000*150^2} = 0.943 MPa .$$

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

$$m = \frac{414}{0.85 \times 24} = 20.294$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = 0.00233$$

As, req = 0.00233*1000*150= 349.95 mm2/m

- As.min for vertical bars:

0.0015 * b * h = 0.0015 *1000*200 = 300 mm2/m

$0.25 \frac{\sqrt{24}}{414}$ *1000*150= 443.8 mm2/m.

$\frac{1.4}{414}$ *1000 *150 = 508 mm2/m. . . . . CONTROL

Use Φ 12@ 25 cm S=250mm

- For horizontal bars :

0.002*b*h =0.002*200*1000= 400 mm2/m.

Use Φ 10@30 cm, with As,provided = 263.33 mm2/m > As,req = 200 mm2/m

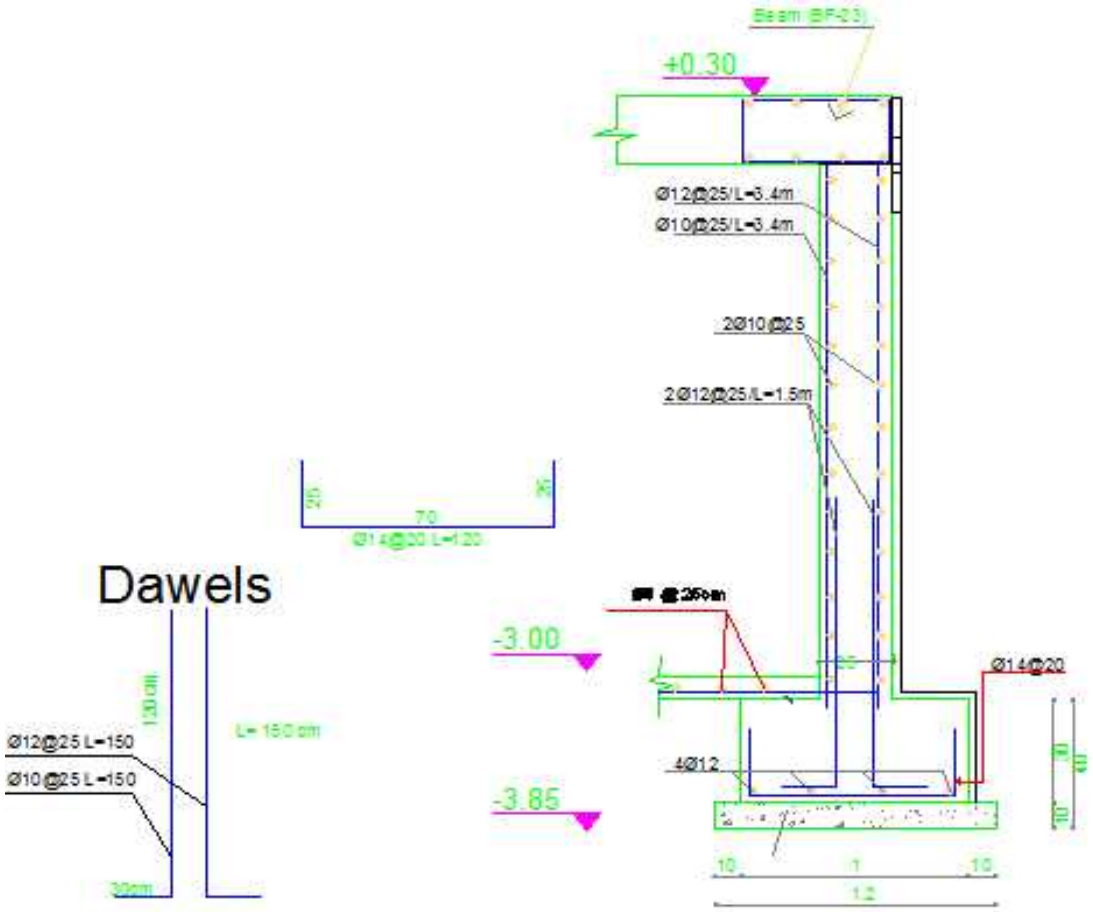
- Check for shear

$$\phi V_c = \frac{\phi}{6} \sqrt{f_c'} * b * d = \frac{0.75}{6} \sqrt{24} * 1000 * 150 * 10^{-3} = 91.85 KN$$

0.5ϕ Vc = 0.5*91.85=45.9KN < Vu = 48.9 KN < ϕ Vc = 91.85 ..OK

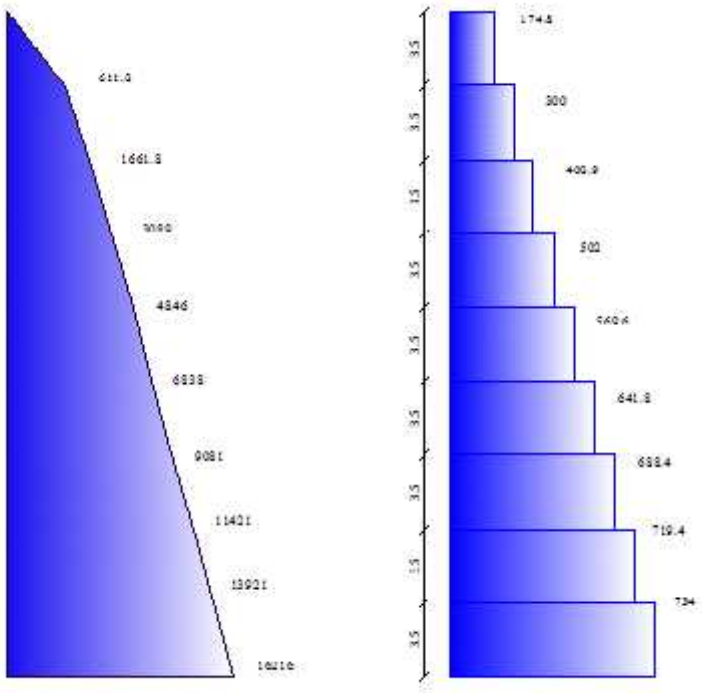
The thickness is enough

4.14.3: Basement wall details :



Fig(24-4) Basement wall details

4.15 Design of Shear wall:



Fig(25-4) Forces & Moment diagram

Dl=11KN/m2

W=480*11*9=47520KN

From Uniform Building Code 1997 (UBC):

Z=0.3 zone "3"

R= 5.5

I=1

Ca = 0.24

Cv = 0.24

h_n=31.5

Ct = 0.0488

Where:

Z=Seismic zone factor as given in table 16-1.

R= numerical coefficient representative of the inherent over strength and global ductility capacity of lateral force resisting systems, as set in Table 16-N or 16-P.

I= importance factor given in table 16-K.

Ca = seismic coefficient, as set forth in Table 16-Q.

Ct = numerical coefficient given in section 1630.2.2.

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

$$T = C_t (h_n)^{3/4}$$ Eq…. 30-8 (UBC)

$$T = 0.0488(12.2)^{3/4} = 0.32$$

$$V_1 = \frac{Cv.I}{R.T} W = \frac{0.24 * 1}{5.5 * 0.6489} * 47520 = 3196$$

V=2.5Ca*I/R*w=5184

V=0.11Ca*I*W=1254.5

1254.5<V=3196<5184

$$F_t = 0.07 * T * V = 145.2 KN$$

t<0.7……Ok

Table (5 – 4) Calculation of the total Fx.

Floor level	Height h_x , m	Storey weight W_x KN	$W_x * h_x$	F_x (KN)	$\sum F_x$	$\sum F_x$ resisting by shear wall 2
9	**31.5**	**5280**	**169470**	**764.6**	**764.6**	**174.8**
8	**28**	**5280**	**147840**	**540.3**	**1304.9**	**300**
7	**24.5**	**5280**	**129360**	**472.8**	**1777.7**	**408.9**
6	**21**	**5280**	**110880**	**405.2**	**2182.9**	**502**
5	**17.5**	**5280**	**92400**	**337.7**	**2520.6**	**569.6**
4	**14**	**5280**	**73920**	**270.1**	**2790.7**	**641.8**
3	**10.5**	**5280**	**55440**	**202.6**	**2993.3**	**688.4**
2	**7**	**5280**	**36960**	**135.1**	**3128.4**	**719.4**
1	**3.5**	**5280**	**18480**	**67.5**	**3195.9**	**734**
		∑	**834750**			

4.15.1: Design of Shear Wall:

fc' =24 MPa

fy =414 MPa.

h=25 cm. Shear wall thickness.

L_w= 4.7m. shear wall width

Hw=31.5m. Story height.

Chick maximum shear strength permitted (d=0.8*L_w=0.8*4700=3760)

$\emptyset V_{nmax} = \emptyset \frac{5}{6} \sqrt{f_c'} hd$=0.75 $* \frac{5}{6} * \sqrt{24} * 250 * 3760 * 10^{-3} = 2866.6 KN$

ØVn=2866.6>Vu max=980KN……Ok

4.15.2: Calculate shear strength for shear wall:

$$\frac{Lw}{2} = \frac{4.7}{2} = 2.35m....(Control)$$

$$\frac{Hw}{2} = \frac{31.5}{2} = 15.75m$$

$$Vc_1 = \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * h * d = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 250 * 3760 / 1000 = 767.5KN\ (Control\ )$$

$$Vc_2 = \frac{\sqrt{fc'} * \mathrm{h} * \mathrm{d}}{4} + \frac{\mathrm{N_u} * \mathrm{d}}{4 * \mathrm{l_w}} = \frac{\sqrt{24} * 250 * 3760}{4 * 1000} + 0 = 1243.36\,KN$$

$$Vc_3 = \left(\frac{\sqrt{fc'}}{2} + \frac{\mathrm{l_w}\left(\sqrt{fc'} + \frac{2 * \mathrm{N_u}}{\mathrm{l_w} * \mathrm{h}} \right)}{\frac{\mathrm{M_u}}{\mathrm{V_u}} - \frac{\mathrm{l_w}}{2}} \right) * \frac{\mathrm{h} * \mathrm{d}}{10} = \left(\frac{\sqrt{24}}{2} \frac{4.7\left(\sqrt{24} + 0\right)}{17.766} \right) * \frac{250 * 3760}{1000} = 298.4\,KN$$

$$Vs = Vu - Vc3$$

$$Vs = \frac{734}{0.75} - 298.4 = 680.26\,KN$$

$$\left(\frac{Av_{\mathrm{h}}}{S2} \right) = \frac{Vs}{Fy * d} = \frac{680.1}{414 * 3.70} * 10^{-3} = 0.000437$$

$$\left(\frac{Av_{\mathrm{h\,min}}}{S2} \right) = 0.000437 / .25 = 0.00175 < 0.0025$$

$$Take\ (^\circ t) = 0.0025$$

$$S2 = \frac{Lw}{5} = 4700 / 5 = 940\,mm$$

$$S2 = 3 * h = 3 * 250 = 750\,mm$$

$$S2 = 450\,mm..... control$$

$$^\circ t = \frac{2 * 113.1}{250 * S2} = 0.0025 \rightarrow S2 = 361.92$$

$$S2 selected = 25cm < S2 req = 36.2cm$$

$$use....2¤10\ @\ 25cm(c/c) in\ 2 layer$$

$$Mu = 13921 + 734(3.5 - 2.35) = 14765.1KN.m$$

$\frac{Mu}{Vu}$ –

4.15.3: Design of the Vertical reinforcement

$$°l = (0.0025 + 05(2.5 - \frac{hw}{lw})(\frac{Avh}{S_2 h} - 0.0025)) \geq 0.0025_1$$

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{31.5}{4.7} = 6.7 > 2.5 \ldots\ldots\ldots °l = 0.0025$$

$$S_1 = \frac{1}{3} L_w = \frac{1}{3} \times 4700 = 1567mm$$

$$S_1 = 3 \times h = 3 \times 250 = 750$$

$$Select\ S_1 = 25cm$$

$$\longrightarrow Select\ ¤12 @ 25cm\ c/c ... in2layer$$

4.15.4: Design of bending moment:

$$As_t = \frac{Lw}{s1} \times As_v \longrightarrow = \frac{4700}{250} \times 2 * 113.1 = 4252.56mm^2$$

$W =$

$$\frac{c}{Lw} = \frac{(w + \sim)}{2w + 0.85*} = (\frac{(0.0624)}{2 * 0.0624 + 0.85 * 0.85}) = 0.0736$$

$\emptyset M_n =$

= 0.9*(0.5*4252.56*414*4700*(1 – 0.0736)* 10^{-6}

Φ Mn = 3723.58 KN.m < Mu = 16216 KN.m

Uniformly distributed &concentrated at ends reinforcement

Use Ø14@150 mm initially

$$As_t = _v = \frac{4700}{150} \times 2 * 154 = 9650.7mm^2$$

$W =$

$$\frac{c}{Lw} = \frac{(w + \sim)}{2w + 0.85*} = 0.14$$

$\emptyset M_n =$

= 0.9*(0.5*9650.7*414*4700*(1 – 0.14)* 10^{-6}

Φ Mn = 7268.214 KN.m < Mu = 16216 KN.m…Not Ok

ΔMu =

Rn = $\frac{8548.7 * 10^6}{0.9 * 250 * (3760)^2}$ = 1.9 Mpa

ρ = 0.00413

$$\rho = \frac{1}{20.294}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.294)(0.99)}{414}}\right) = 0.00245$$

Asreq = 0.00413*250*3760=3765.2 mm^2

→ **use 12Ø20 at each end with As=3768>Asreq**

$C \geq$

$C \geq$

Assume Sn/hw = 0.007

$$C_w = C - 0.1 \times L_w$$

$$C_w = 1119 - 0.1 \times 4700 = 649mm$$

$$C_w = \frac{C}{2.0} = \frac{0.65}{2.0} = 595mm$$

$$Select\ The\ boundary\ element = 650mm > 649mm$$

$$As = \frac{T}{¤fy} = \frac{\Delta Mu}{¤fy * Z} = \frac{8548.7 * 10^6}{0.9 * 414 * (4700 - 650)} = 2532.6mm^2$$

4.15.5 Design the boundary element:

Compression short column :

¤ Pn_{max}= ¤ *0.8[0.85Fc*(Ag-Ast)+Fy*Ast]

=0.65*0.8[0.85*24*(650*250-2532.6)+414*2532.6]*10^{-3}

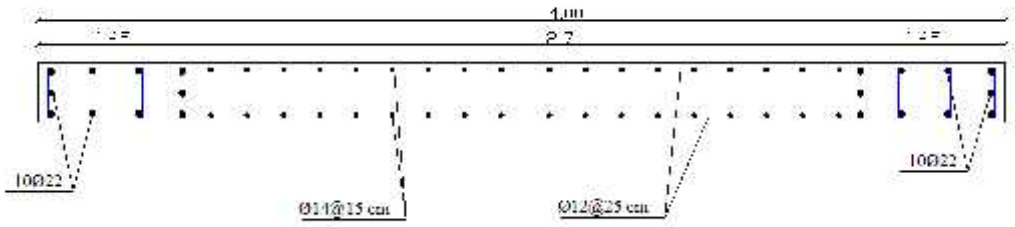
=2242.267>$\frac{8548.7}{(4.7-.65)} = 2110.8 \ldots\ldots ok$

Ast=As+As 8 ¤ 14 within boundary zone

= 2532.6+8*154=3663.8mm^2

Use 10 ¤ 22 with As=3801>As $_{req}$ =3663

Shear wall detail:



Fig(26-4) Shear wall 4 plan