بسم الله الرحمن الرحيم

جامعـــــــــة بوليتكنك فلسطيـــــــن

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

التصميم الإنشائي لـِ "فندق سياحي" المقترح إنشاؤه في مدينه الخليل.

فريق العمل

أحمد حسين طافش **انصار حسين خضور**

طارق عوني نيروخ

إشراف

م. سفيان الترك .

فلسطين – الخليل

2011 م

التصميم الإنشائي لـِ "فندق سياحي " المقترح إنشاؤه في مدينه الخليل.

فريق العمل

احمد حسين طافش **انصار حسين خضور**

طارق عوني نيروخ

إشراف :

م. سفيان الترك .

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

2011م

شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

التصميم الإنشائي لـِ "فندق سياحي" المقترح إنشاؤه في مدينة الخليل.

فريق العمل

احمد حسين طافش **انصار حسين خضور**

طارق عوني نيروخ

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

توقيع مشرف المشروع	**توقيع رئيس الدائرة**
م. سفيان الترك	د. غسان الدويك
.....	.....

2011 م

الإهـــــــــــداء

إلى ....المعلم الأول سيد البشرية .... رسولنا محمد بن عبد الله [عليه السلام].

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

إلى....الأسود الرابضة خلف القضبان

إلى من كسروا قيد السجان إلى ....الأسرى

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

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

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

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

إلى....الشموع المحترقة لإنارة الدرب إلى .....أساتذتي

إلى....من عرفتهم في زمن قل فيه الأخيار.....زملائي وزميلاتي

إلى....منهل العلم إلى.....جامعتي

إلى....من أحبني وأحببته

نهدي هذا البحث

فريق العمل

الشكر والتقدير

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

نتقدم بجزيل الشكر والامتنان

إلى جامعتنا العزيزة ...جامعة بوليتكنك فلسطين .

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

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

إلى المشرف على هذا البحث المهندس ....سفيان الترك .

إلي من دعمنا في جميع مراحل حياتنا ..... أهلنا الأحباء.

إلى كل من ساهم في انجاز هذا البحث المتواضع .

فريق العمل

خلاصة المشروع

التصميم الإنشائي لـِ "فندق سياحي " المقترح إنشاؤه في مدينة الخليل.

فريق العمل

احمد حسين طافش **انصار حسين خضور**

طارق عوني نيروخ

جامعة بوليتكنك فلسطين - 2011 م

إشراف
م.سفيان الترك

يمكن تلخيص هدف المشروع في عمل التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع، من العقدات وجسور وأعمدة وأساسات والجدران وغيرها من العناصر الإنشائية.

المشروع عبارة عن فندق يتكون من سبعة طوابق متعددة الاستخدام ,فطابق التسوية يستخدم ككراج للسيارات اضافة الى ما يحتاجه الفندق من خدمات مثل بئر ماء, وغرفة كهرباء ,وغرفة غسيل ,اما الطوابق الستة الاخرى فتستخدم كمحال تجارية ومطعم وغرف نوم ,ونتيجة لكبر حجم الفندق ووجود تنوع في شكله فسيتم استخدام انواع مختلفة من العناصر الانشائية مثل تنوع العقدات في المبنى واستخدام الجسور المتدلية حتى تحمل الاحمال في المسافات البعيدة بين الاعمدة والتي ستستخدم في المبنى لتجنب تعطيل الحركة ,اضافة لوجود قبة معدنية تحتاج الى تصميم حتى يتم اخراج المبنى حسب ما هو مصصم معماريا, وما يميز تصميمه المعماري عن غيره هو وجود تراجع واحد في كل طابق على الاقل مما يضيف عليه مظهر معماري خاص به ويجعله اكثر صعوبه من الناحيه الانشائيه .

اما بالنسبه للمكان الذي سيقام عليه الفندق فهو في مدينة الخليل على ارض تقدر مساحتها الاجماليه بدونمين .

ومن الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية ,ولتحديد أحمال الزلازل تم استخدام (U.B.C- 97) ،أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فقد تم استخدام الكود الأمريكي (ACI_318- 02) ,ولا بد من الإشارة إلى انه تم الاعتماد على بعض البرامج الحاسوبية مثل :Autocad2010و Sap2000 ,Office2007 ,7 , Atir وغيرها.

نتمنى بعد إتمام المشروع أن نكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية للمبنى كاملا.

وبعد تصميم هذا المشروع وعمل كل ما تم ذكره يتوقع أن نخلص إلى عدد من النتائج والتوقعات تتمثل في ربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة ، و تحليل وتصميم جميع العناصر الإنشائية وبيان تأثير كل عنصر من العناصر على الآخر، ومن ثم عمل المخططات الإنشائية التنفيذية بشكل كامل ومفصل لكل منها.

والله ولي التوفيق

Structural Design of Hotel

Prepared by

Ahmad Tafesh Ansar Khdour

Tareq Nairuokh

Palestine Polytechnic University -2011

Supervisor

Eng .Sufian Alturk

Abstract

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

It is worth mentioning the code has been used to determine the Jordanian live loads, seismic loads and to determine the use of UBC-97)), As for the structural analysis and design of sections has been the use of the U.S. Code (ACI_318-02), It must be pointed out that he was relying on some computer programs such as: Autocad2010, Office2007, Atir.

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

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

God grants success.

Table of Contents

الفهرس

الموضوع	رقم الصفحة
صفحة تقرير المشروع	I
صفحة شهادة تقييم مشروع التخرج	II
صفحة الإهداء	III

صفحة الشكر والتقدير	IV
صفحة الملخص باللغة العربية	V
صفحة الملخص باللغة الانجليزية	VII
الفهرس	IX
List of Abbreviations	XIII
فهرس الجداول	XV
فهرس الأشكال	XVI

الفهرس

الفصل الأول	المقـــدمـــة	رقم الصفحة
1-1	مقدمة عامه	2
2-1	نظرة عامة	2
3-1	اسباب اختيار المشروع	2
4-1	اهداف المشروع	3
5-1	خطوات المشروع	3
6-1	نطاق المشروع	3
7-1	وصف المشروع	4
8-1	الجدول الزمني	5

الفصل الثاني	الوصف المعماري	
2-1	مقدمة	7
2-2	لمحة عامة عن المشروع	8
2-3	موقع المشروع	8
2-4	أسباب و أهمية الموقع	9
2-5	دراسة عناصر المشروع	11
2-6	النواحي المعماريه	15
2-7	الواجهات	16
الفصل الثالث	الوصف الإنشائي	
3-1	مقدمة	21
3-2	هدف التصميم الإنشائي	21
3-3	مراحل التصميم الإنشائي	21
3-4	الأحمال	22
	3. 4. 1 الأحمال الميتة	22
	3. 4. 2 الأحمال الحية	23
	3. 4. 3 الأحمال البيئية	24
	3. 4. 3. 1 احمال الرياح	24
	3. 4. 3. 2 احمال الثلوج	27
	3. 4. 3. 3 احمال الزلازل	28
3-5	الإختبارات العملية	28
3-6	العناصر الإنشائية المكونة للمبنى	28
	3. 6 .1 العقدات	29
	3. 6 .1. 1 العقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	29

3. 6 .1. 2 العقدات العصب ذات الاتجاهين		30
3. 1.6. 3 العقدات المصمته ذات الاتجاهين		31
		31
3. 6 .2 الادراج		32
3.6.3 الجسور		33
4.6.3 الاعمده		34
5.6.3 جدران القص		35
6.6.3 الاساسات		36
7.6.3 الجدران الاستناديه		37
7-3	برامج الحاسوب التي تم استخدامها	38

Chapter Four	"Structural Analysis and Design"	Page
4-1	Introduction	40
4-2	Factored loads	41
4-3	Slabs thickness calculation	41
4-4	Load Calculations	42
4-5	Design of Topping	43
4-6	Design of Rib (1)	44
4-7	Design of Beam (B3)	50

List of Abbreviations

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

- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.
- **Pu** = factored axial load
- **S** = Spacing of shear 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 .

فهرس الجداول

رقم الجدول	الجدول	رقم الصفحة
1-1	الجدول الزمني للمشروع	**5**
1-3	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة في العناصر الإنشائية	22
2-3	الأحمال الحية لعناصر المبنى	23
3-3	جدول سرعة وضغط الرياح .	24
4-3	Wind Velocity Pressure (Q)According To The German Code (DIN 1055-5).	26
1-4	احمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	41
	calculation of the total dead load for (R1)	

فهرس الأشكال

رقم الشكل	الشكل	رقم الصفحة
1-2	خارطة الموقع الجغرافي .	8
2-2	صورة للموقع	9
3-2	الموقع العام	10
4-2	مسقط التسوية	11
5-2	المسقط الارضي	12
6-2	الطابق الاول	12
7-2	الطابق الثاني	13
8-2	الطابق الثالث	14
9-2	الطابق الرابع	14
10-2	الطابق الخامس	15
11-2	الواجهة الشمالية	16
12-2	الواجهة الجنوبيه	17
13-2	الواجهة الشرقية	18
14-2	الواجهة الغربية	19
1-3	تاثير الرياح على المبنى من حيث الارتفاع	25
2-3	العقدات دات العصب الواحد	28
3-3	العقدات دات العصب باتجاهين	29
4-3	العقده المصمتة دات الاتجاهين	30
5-3	الدرج	31
6-3	انواع الجسور المستخدمة في المشروع	32
7-3	انواع الاعمدة	33

8-3	جدار القص	34
9-3	اساس مفرد	35
10-3	جدار استنادي	36

List of Figures

No# Figures	Description	*Page*
4-1	Spans Length of Rib (R1)	**40**
4-2	One way ribbed slab(Rib 1)	**41**
4-3	Spans Length of Rib (R1)	**44**

الفصل الأول

المقدمة

1-1 مقدمة عامة .

2-1 نظره عامه عن المشروع .

3-1 اسباب اختيار المشروع .

4-1 اهداف المشروع .

5-1 خطوات المشروع .

6-1 نطاق المشروع .

7-1 وصف المشروع .

8-1 الجدول الزمني .

9-1 مقدمة عامة :

منذ أن وجد الإنسان على هذه البسيطة وهو يسعى دوما بجهد دؤوب ليحقق لنفسه أفضل ظروف الحياة والمعيشة. وكانت نتائج هذه الجهود أشكال التطور الحاصل في كل ميادين الحياة البشرية ومجالاتها ، وخاصة النواحي العمرانية والإنشائية، فكان من هذا التطور فن بناء الفنادق .

2-1 نظرة عامة عن المشروع :

المشروع عبارة عن فندق يتكون من سبعة طوابق متعددة الاستخدام ,فطابق التسوية يستخدم ككراج للسيارات اضافة الى ما يحتاجه الفندق من خدمات مثل بئر ماء, وغرفة كهرباء ,وغرفة غسيل ,اما الطوابق الستة الاخرى فتستخدم كمحال تجارية ومطعم وغرف نوم ,ونتيجة لكبر حجم الفندق ووجود تنوع في شكله فسيتم استخدام انواع مختلفة من العناصر الانشائية مثل تنوع العقدات في المبنى واستخدام الجسور المتدلية حتى تحمل الاحمال في المسافات البعيدة بين الاعمدة والتي ستستخدم في المبنى لتجنب تعطيل الحركة ,اضافة لوجود قبة معدنية تحتاج الى تصميم حتى يتم اخراج المبنى حسب ما هو مصصم معماريا.

3-1 أسباب اختيار المشروع :

تعود أهمية اختيار المشروع إلى عدة أمور:-

1. اكتساب المهارة في التصميم للعناصر الإنشائية في المباني، و زيادة المعرفة للنظم الإنشائية المستخدمة ،وكذلك اكتساب المعرفة العلمية والعملية المتبعة في تصميم وتنفيذ المشاريع الإنشائية والتي ستواجهنا بعد التخرج في سوق العمل إن شاء الله.
2. تعدد العناصر الانشائيه في المبنى وتنوعها حيث نجد فيه عقدات خرسانية بأنواعها وأعمدة خرسانية والجدران الحاملة وجدران القص بالاضافة لوجود قبة.
3. 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.

4-1 أهداف المشروع :

تنقسم أهداف المشروع إلى قسمين :-

1. أهداف معمارية :-

ان يتم اخراج المبنى بالشكل اللذي تم اعداده من المصمم المعماري بحيث يلبي اهداف بناءه من دون التأثير على الحركة بداخله .

2. أهداف إنشائية :-

أ- التحليل والتصميم الإنشائي للفندق, حيث تم إعداد المخططات الإنشائية من جسور وأعصاب وأعمدة وأساسات... ليكون جاهزا للتنفيذ ولا يؤثر على الحركة ، ولا يؤثر على الطابع المعماري المصمم .

ب- إظهار القوة الإنشائية على التعامل مع الجانب المعماري للمبنى والمحافظة على العنصر الجمالي في المشروع .

5-1 خطوات المشروع :-

1. عمل التصميم الإنشائي المتكامل وإعداد المخططات الخاصة بكل عنصر من العناصر الإنشائية ليكون هذا المشروع متكاملاً دون التأثير على الطابع المعماري والحركة داخل هذا المبنى.
2. تطبيق المكتسبات النظرية على مدى السنوات الدراسية الماضية وما أضفاه التدريب الميداني في عمل هذا التصميم وربط هذه المعلومات مع بعضها البعض.
3. اكتساب المهارة في التعامل مع برامج الحاسوب التي تم استخدامها في التصميم الإنشائي للمشروع.
4. التدرب على كيفية التنسيق بين الوظيفتين الإنشائية و المعمارية للعناصر المختلفة التي يتألف منها المنشأ.

6-1 نطاق المشروع :-

- دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها.
- دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمجمع والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان .
- تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها ومن ثم تحديد النظام الإنشائي المناسب.

- تصميم العناصر الإنشائية بناءا على نتائج التحليل.
- التأكد من صحة التصميم وذلك عن طريق برامج التصميم المختلفة .
- إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بالشكل النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ .
- عرض المشروع للمناقشة .

7-1 وصف المشروع :

تناسقت محتويات هذا المشروع مع التسلسل العملي للخطوات التي يتضمنها، حيث يقع في ستة فصول كالآتي :-

1. الفصل الأول :-

يحتوي على مقدمة عن المشروع اشتملت على أسباب اختيار المشروع ، أهدافه، والخطوات المتبعة لعمل المشروع .

2. الفصل الثاني :-

يحتوي على الوصف المعماري للمشروع؛ من حيث الموقع، المساحة، وصف الواجهات والطوابق ...الخ .

3. الفصل الثالث : -

تناول هذا الفصل الوصف الإنشائي لعناصر المشروع .

4. الفصل الرابع :-

يحتوي على عمليات التحليل و التصميم للعناصر الإنشائية للمشروع .

5. الفصل الخامس :-

ويمثل هذا الفصل نقطة النهاية بما يعرضه من نتائج وتوصيات والتي تعتبر وليدة الأعمال التي تم القيام بها .

6. الفصل السادس :-

يحتوي هذا الفصل على قائمة بالمصادر و المراجع التي استخدمناها.

الفصل الثاني

الوصف المعماري

2-1 المقدمة .

2-2 لمحة عامه عن المشروع .

2-3 موقع المشروع .

2-4 اسباب وأهمية موقع المشروع.

2-5 دراسة عناصر المشروع.

2-6 النواحي المعمارية.

2-7 الواجهات.

1-2 مقدمة :-

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

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

وقد يبدو المبنى بسيطاً من الخارج، وكأنه مفكك إلى عدة قطع ضخمة دون الشعور بالاتصال بين هذه القطع؛ مع أنها في حقيقة الأمر متصلة ومترابطة عبر عدة فراغات وجسور. وقد يعتمد المبنى في تركيبته الهندسية اعتماداً كلياً على شكل هندسي منتظم كوحدة متكررة في كل أجزاء المبنى، وإن كانت أحياناً تحّرف وتقطع لتخرج بتركيبة بصرية لا توحي بارتباطها بالشكل المنتظم.

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

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

2-2 لمحة عامة عن المشروع :-

الفنادق باعتبارها عنصرأساسياً من عناصر السياحية التي لها دور فعال في إبراز الملامح الثقافية والجتماعية والسياسة والدينية للمجتمع ونقل هذه الملامح إلى المجتمعات الاخرى .

وبسبب هذه الأهمية الكبيرة للسياحه واهمية الفنادق لدعم السياحه اخترنا ان يكون موضوعا لمشروع تخرجنا.

3-2 موقع المشروع : -

الموقع المقترح للمشروع هو جزء مقتطع من ارض في رأس الجوره ، في مدينة الخليل ،جنوب الضفة الغربية ،فلسطين. وتقع قطعة الأرض على هضبة جبلية ترتفع 997م عن سطح البحر.

شكل(2-2) الموقع
المصدر : تصوير فريق العمل 25اذار 2011

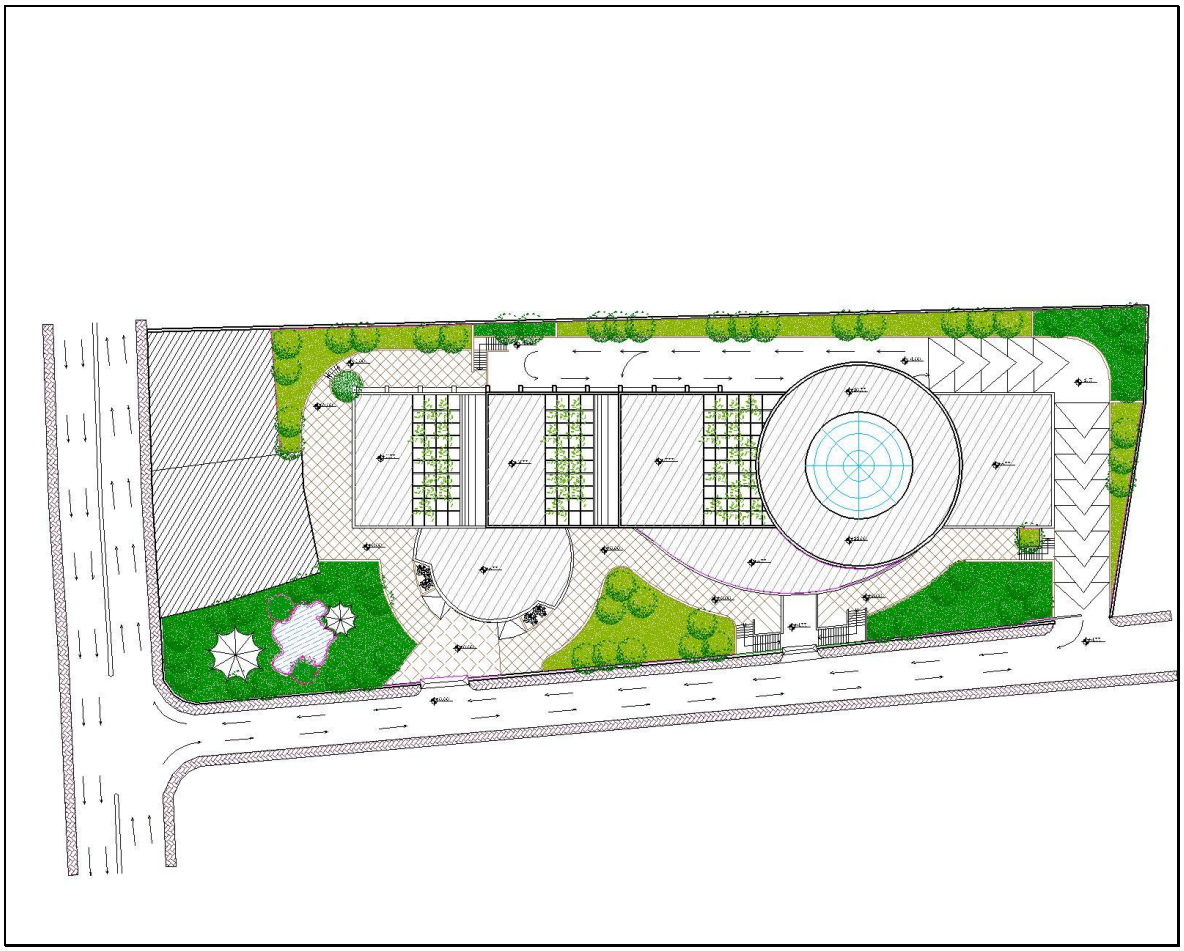
4-2 أسباب وأهمية الموقع : -

بالنظر إلى موقع المشروع فإننا نجد انه مناسب فمن خلال هذا التصميم نجد حل المشكلات التخطيطية وهو مناسب جدا لاقامة مثل هذا المبنى الحيوي .

ومن دواعي اختيارنا لهذا الموقع أيضا هو وجود المساحة الخالية في المنطقة المقترح عليها إنشاؤه

كما وان المناحي المناخية والبيئية ملائمة فان الشمس والإضاءة ملائمة ، والتهوية ممتازة لجميع الفعاليات .

الموقع العام :



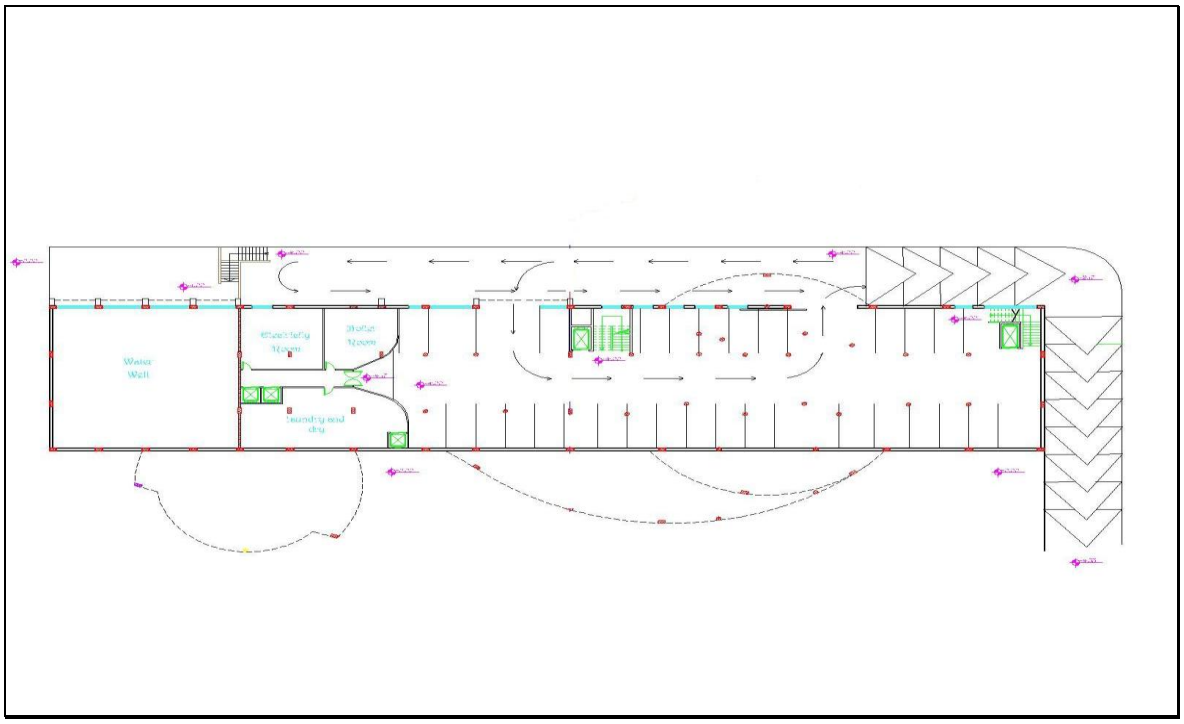
الشكل (2-3) : صوره للموقع العام .

5-2 دراسة عناصر المشروع:

يتكون المشروع من سبع طوابق وهي :

طابق التسويه :

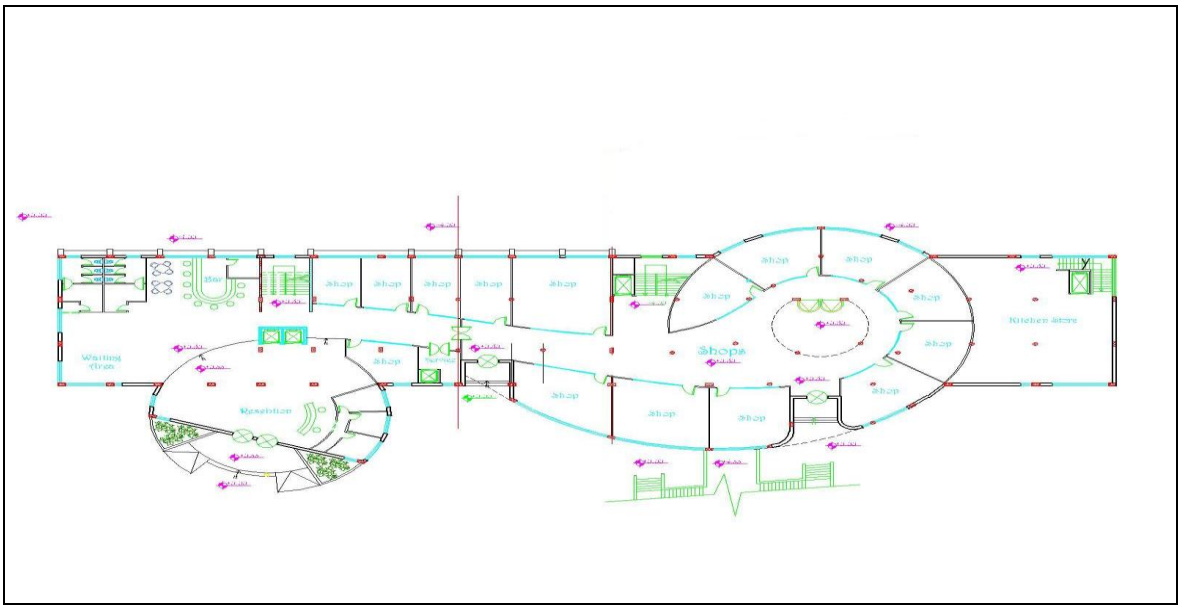
يتكون من موقف سيارات يتسع ل35 مركبه ,وخزان ماء ,وغرفة كهرباء ,وغرفة تدفئة وغرفة غسيل .



الشكل (2-4) : صوره لمسقط التسوية.

الطابق الأرضي :

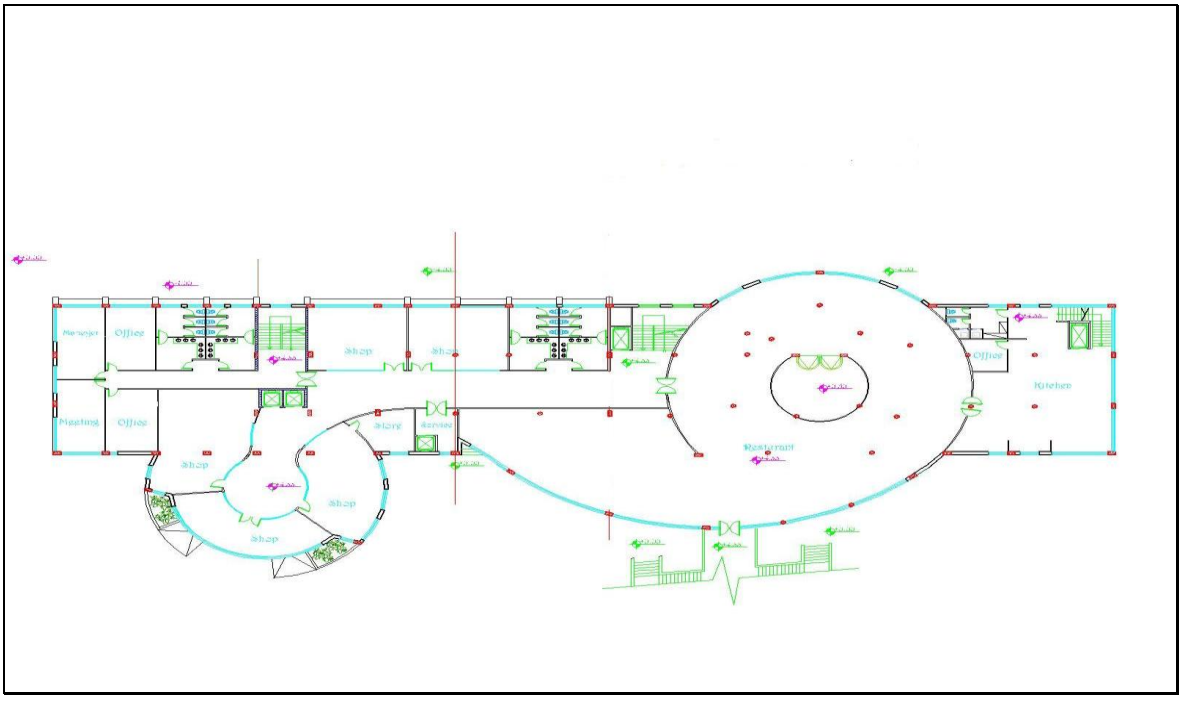
يتكون من قسم الاستقبال , و محلات تجارية , و قاعة انتظار , و وحده صحية , ومخزن متصل بمطبخ المطعم بواسطة درج ومصعد كهربائي الموجود في الطابق الذي يليه .



الشكل (2-5) : صوره للمسقط الأرضي .

الطابق الأول :

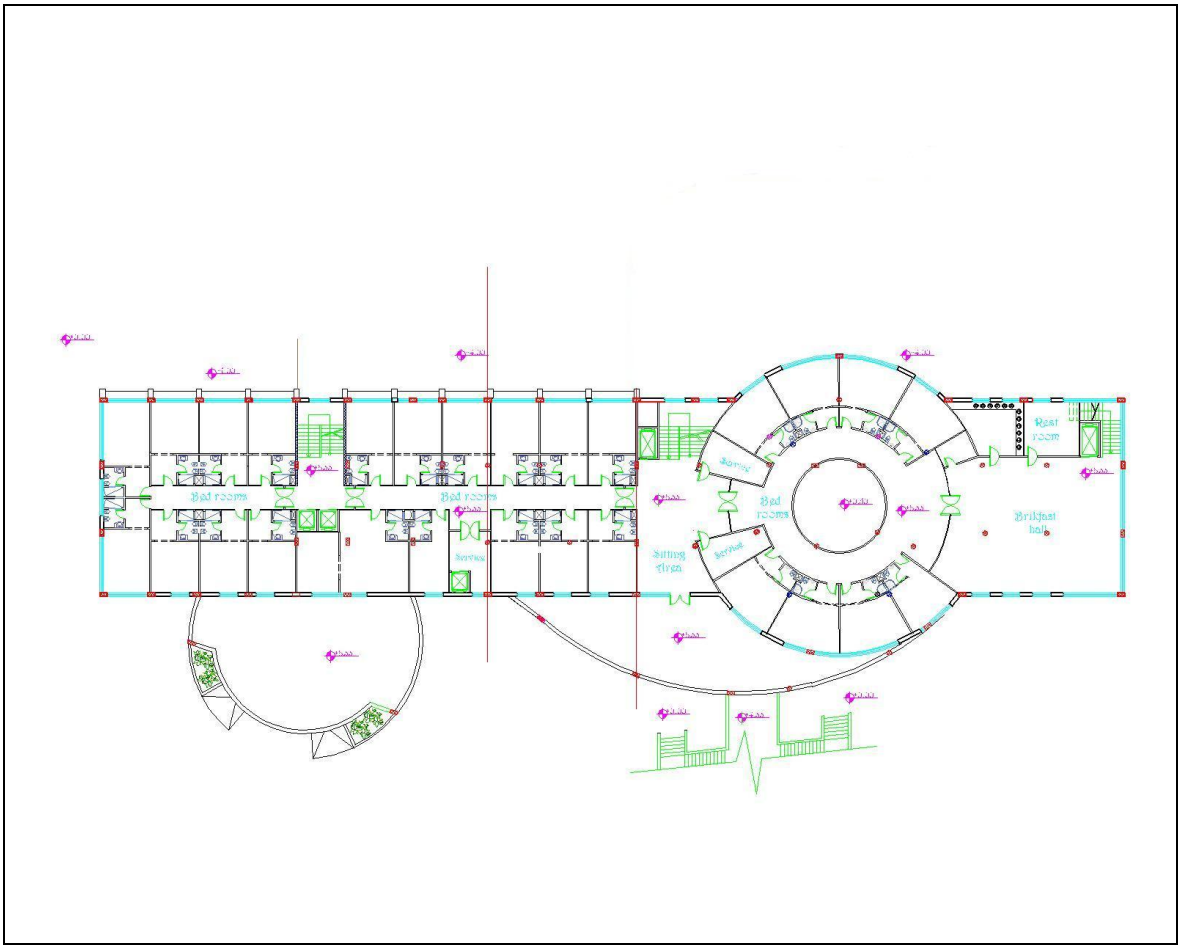
يحتوي الطابق الأول على مطعم يتكون من مطبخ وقاعة طعام يمتاز المطعم باتيصاله بمدخل رئيس منفصل عن باقي الفندق ,كما يحتوي أيضا على عدد من المحلات التجارية .



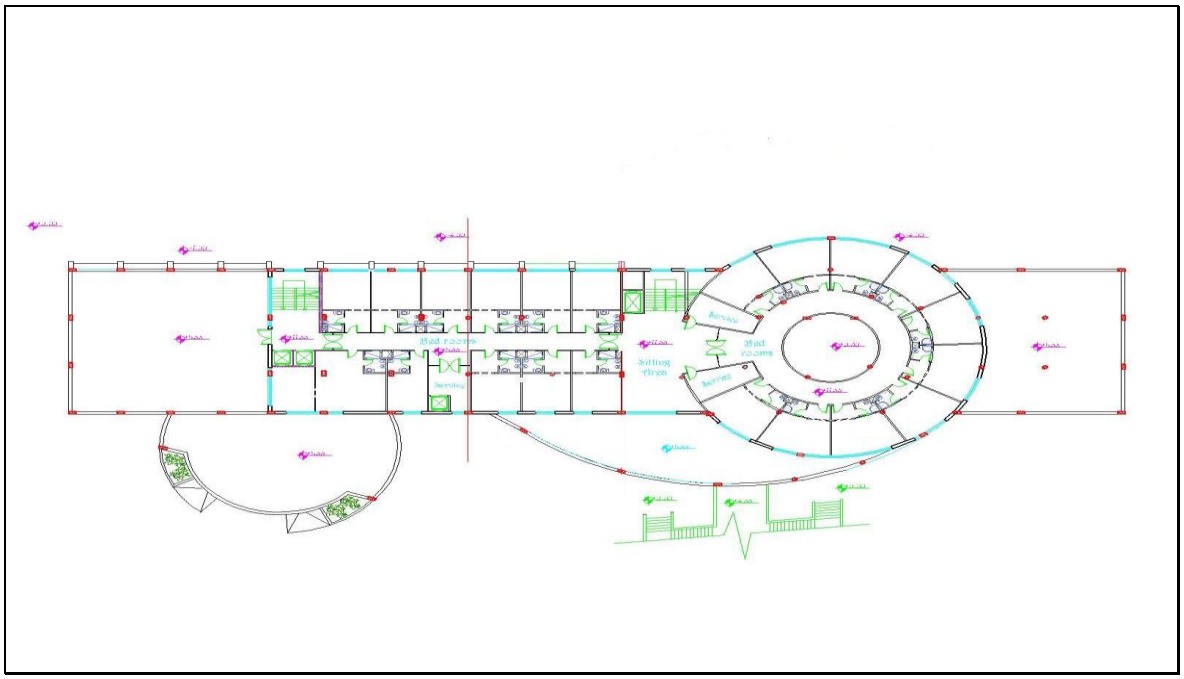
الشكل (2-6) : صوره لمسقط الطابق الأول .

الطابق الثاني :

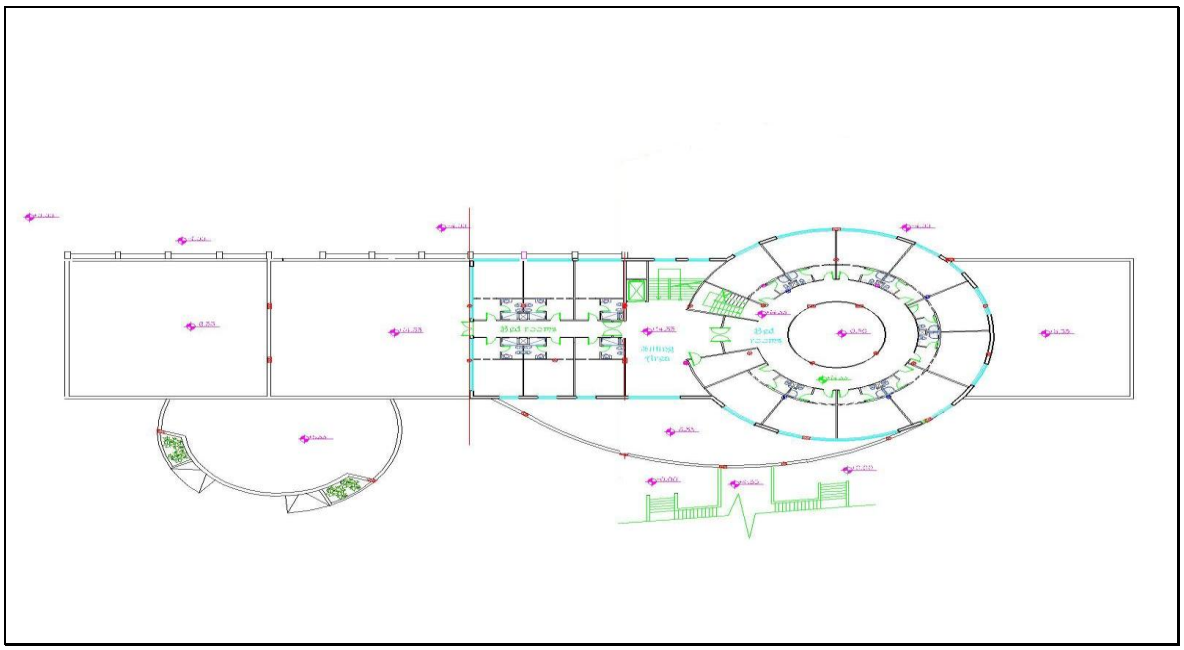
يمتاز هذا الطابق بوجود تراجع في بعض الأماكن مما يضيف المسه المعمارية الخاصة بالمبنى , كما يحتوي هذا الطابق على الأجنحة الفندقية المتكونه من غرف نوم ووحدة صحية لكل جناح ووجود منطقة استراحة , وغرف خدمه ومنه يبدأ التكرار لكل من الطابق الثالث والرابع والخامس مع وجود تراجع في كل طابق .



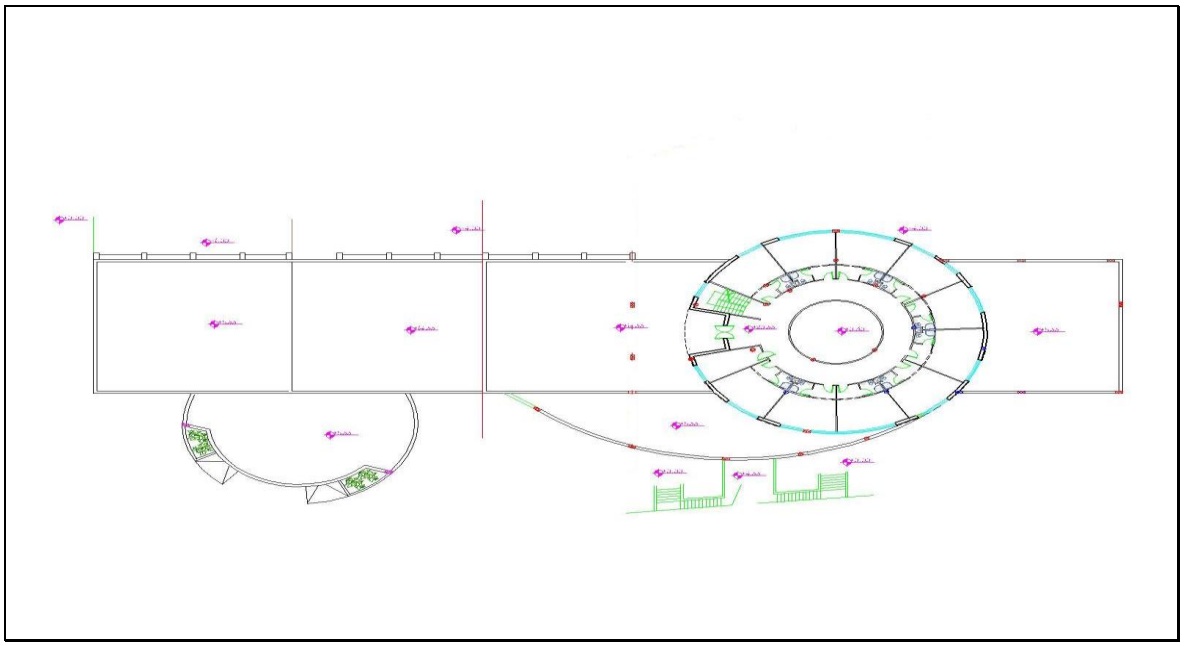
الشكل (2-7) : صوره لمسقط الطابق الثاني .



الشكل (2-8) : صوره لمسقط الطابق الثالث .



الشكل (2-9) : صوره لمسقط الطابق الرابع .



الشكل (2-10) : صوره لمسقط الطابق االخامس .

6-2 النواحي المعمارية:

الحركة :

الفندق مصمم بشكل يسهل فيه الحركة , حيث انه يحتوي على انواع متعددة من المصاعد منها المصاعد الكهربائية المكشوفة والمصاعد الكهربائية المغلقة والأدراج المتعددة في كل طابق لتسهيل الحركة .

حركة الشمس والرياح : -

إن دراسة حركة الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فالشمس طاقة مرغوب فيها، وتوجيه المبنى تجاه الشمس مع حمايته من السطوع الواقع عليه من المنطقة الغربية هي وسيلة ناجحة في الحصول على أكبر قدر ممكن من الطاقة الشمسية في أيام البرد،والتقليل من كمية الطاقة المستهلكة للتدفئة.

للرياح تأثير كبير على المباني، فهي تعد حمل أفقي يؤثر على جدران المبنى، وبالتالي على الهيكل الإنشائي له فيجب مراعاة تأثير الرياح والشمس على المبنى ليتم تصميمه بشكل يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإضاءة الطبيعية.

7-2 الواجهات:

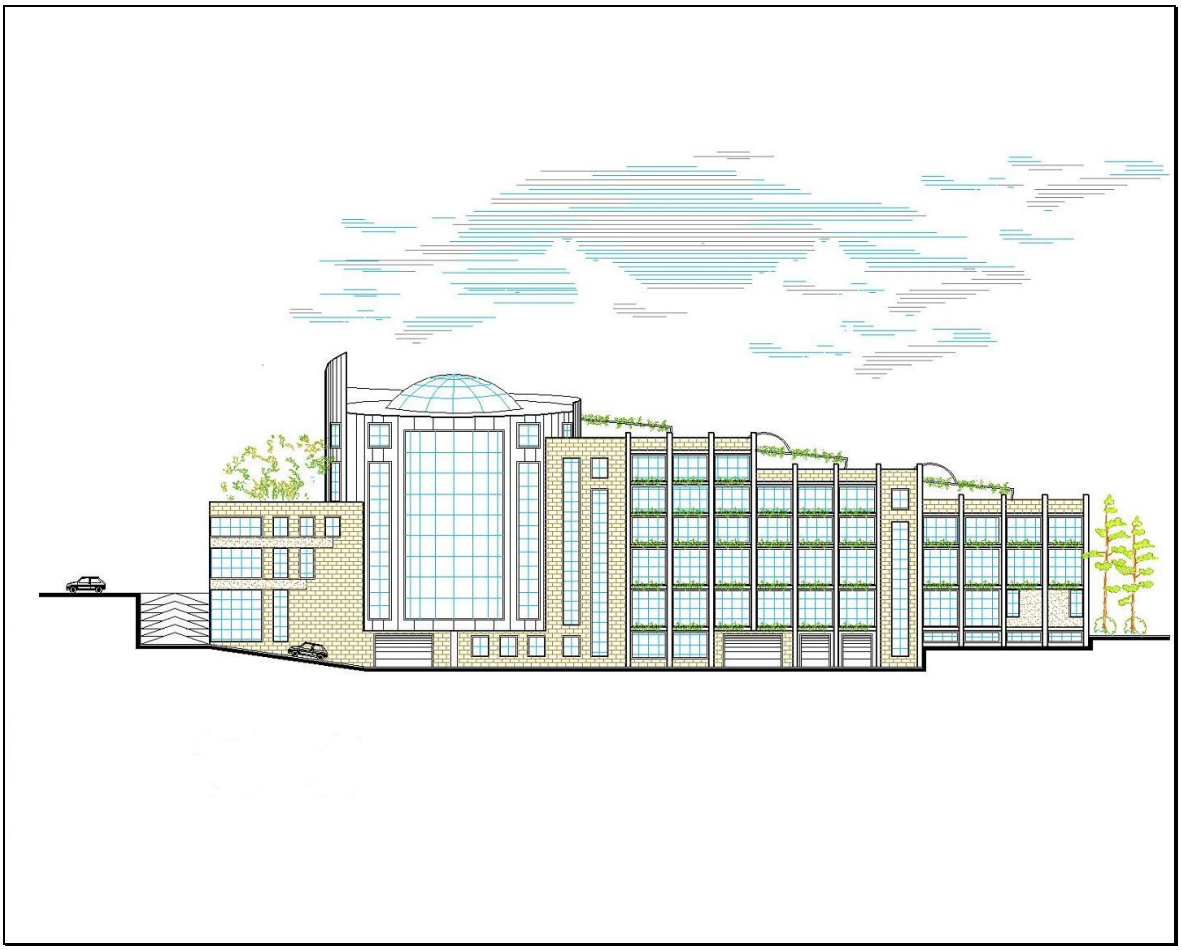
1- الواجهة الشمالية :

الشكل (2-11) : الواجهة الشمالية:

عند النظر إلى الواجهة الشمالية تجد الإبداع المعماري في تنوع الكتل المعمارية ذات المناسيب المتفاوتة الناشئة من التراجع في الأجزاء ، والتي أضافت طابع جمالي للواجهة .

كما وتتنوع أنواع الحجر المستخدمة وألوانها ، ووجود النوافذ الكبيرة و القبة الزجاجية والواجهات الزجاجية تعطي طابع بالفخامة والإبداع وتؤمن التهوية المناسبة والاضاءة الكافية للفندق .

2- الواجهة الجنوبيه :



الشكل (2-12) : الواجهة الجنوبية .

يتجلى الجمال المعماري في هذه الواجهة الناتج عن التراجع في اجزاء المبنى وفي التوزيع المنتظم للنوافذ والتنوع في أحجام وأشكال الواجهات الزجاجية,وإظهار القبة وشكل التصوينة , كما يظهر فيها طابق التسوية وبعض ملامحه الخاصة , وإظهار حركة المركبات .

3- الواجهة الشرقية :

الشكل (2-13) : الواجهة الشرقية .

في هذه الواجهة يظهر جانب المدخل الرئيس للفندق والمسه المعمارية الخاصة به .

4- الواجهة الغربية :

الشكل (2-14) : الواجهه الغربية.

هذه الواجهة مشابهة للواجهة الشرقية من حيث الحجم الكلي للواجهة بسبب التماثل الحجمي للمبنى من الجهتين مع ملاحظة التراجع الموجود فوق منسوب المطعم , وإظهار الشكل الدائري للمبنى .

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

1. 3-1 المقدمه .
2. 3-2 الهدف من التصميم الإنشائي.
3. 3 -3 مراحل التصميم الإنشائي.
4. 3-4 الأحمال الواقعة على المبنى.
5. 3-5 الاختبارات العملية.
6. 3-6 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى.
7. 3-7 برامج الحاسوب التي تم استخدامه .

3-1 مقدمة :-

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

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

3-2 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, وهذه الأهداف هي على النحو التالي:-

1- الأمان(Safety) : حيث يكون المبنى آمن في جميع الأحوال ومقاوم للتغيرات الطبيعية المختلفة.
2- والتكلفة الاقتصادية(Economical): وهي تحقيق اكبر قدر من الأمان للمنشأ بأقل تكلفة اقتصادية.
3- ضمان كفاءة الاستخدام (Serviceability): تجنب أي خلل في المنشأ كوجود بعض التشققات وبعض أنواع الهبوط التي من شأنها أن تضايق مستخدمي المبنى .
4- الحفاظ على التصميم المعماري للمنشأ

3-3 مراحل التصميم الإنشائي:-

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:

1. المرحلة الاولى :- وهي الدراسة الأولية للمشروع من حيث طبيعة المشروع وحجمه, بالإضافة لفهم المشروع من جميع جوانبه المختلفة , وتحديد مواد البناء التي سوف يتم اعتمادها للمشروع, ثم عمل التحاليل الإنشائية الأساسية لهذا النظام , والأبعاد الأولية المتوقعة منه.
2. المرحلة الثانية: تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ , بشكل مفصل ودقيق وفقاً للنظام الإنشائي الذي تمّ اختياره وعمل التفاصيل الإنشائية اللازمة له من حيث رسم المساقط الأفقية والقطاعات الرأسية وتفاصيل تفريد حديد التسليح.

4-3 الأحمال:-

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

1-4-3 الأحمال الميتة :-

هي الأحمال الناتجة عن الوزن الذاتي للعناصر الرئيسة التي يتكون منها المنشأ, بصورة دائمة وثابتة, من حيث المقدار والموقع , بالإضافة لأجزاء إضافية كالقواطع الداخلية باختلافها وأي أعمال ميكانيكية أو إضافات تنفذ بشكل دائم وثابت في المبنى :-

ويمكن حسابها من خلال تحديد أبعاد العنصر الإنشائي, وكثافات المواد المكونة له , والجدول (3-1) يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع .

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (kg/m^3)
1	المونة والبلاط	2200
2	الطمم	1800
3	الخرسانة	2400
4	الطوب	1000
5	القصارة	2200
6	الرمل	1700

جدول (3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة .

2-4-3 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, والجدول (3-2) يبين الأحمال الحية في المشروع والمحددة بالرجوع إلى الكود الأردني.

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (kg/m^2)
1	الفنادق	450
2	المخازن	500
3	الأدراج	500
4	السقوف	200
5	المطاعم	500
6	المكاتب	250

جدول (3- 2) الاحمال الحية لعناصر المبنى

3-4-3 الأحمال البيئية:

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

1-3-4-3 أحمال الرياح:-

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

وسيتم اعتماد الكود الالماني (DIN 1055-5) للحصول على قيم قوى الرياح الافقية ، وهذا يظهر جليا في المعادلة التالية ، وباستخدام الجدول رقم (3-3) الموضح فيما يلي :-

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

جدول (3 – 3) سرعة وضغط الرياح اعتمادا على الكود الالماني DIN 1055-5

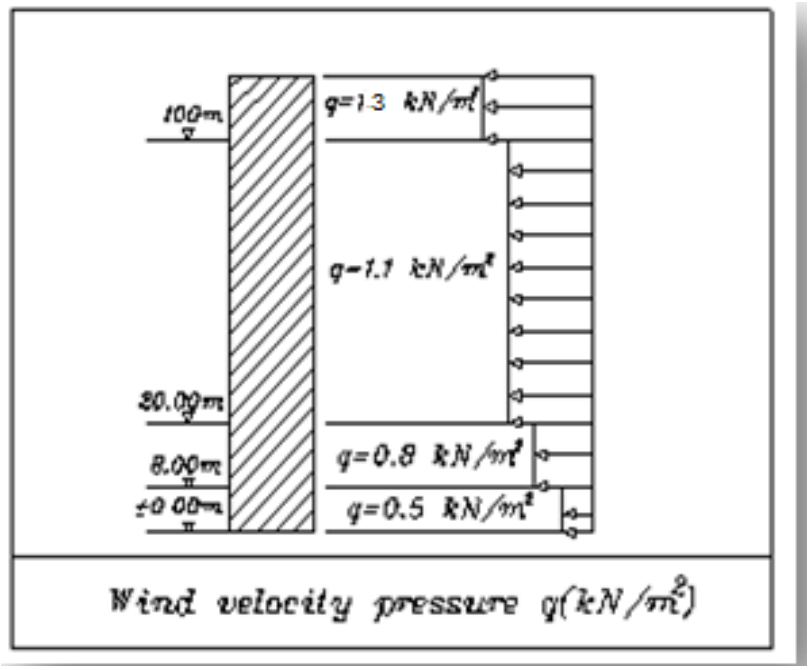
$$q = \frac{v^2}{1600}$$

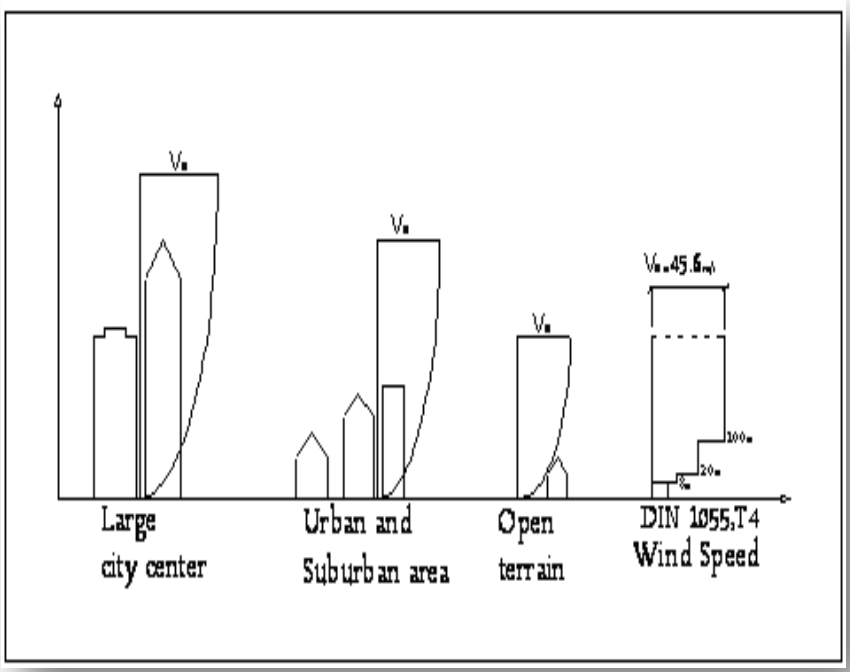
حيث أن :

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

V : السرعة التصميمية للرياح (m/sec)

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





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

2-3-4-3 أحمال الثلوج:-

تعتمد أحمال الثلوج على ارتفاع المنطقة عن سطح البحر، وعلى شكل 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 مأخوذا من 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
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250

جدول (3 – 4) احمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر .

استناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر, و الذي يساوي (977م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالأتي:

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

$$s_L = \frac{977 - 400}{400}$$

$$s_L = 1.4425\,(KN/m^2)$$

3-3-4-3 أحمال الزلازل:

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

وسيتم مقاومتها في هذا المشروع عن طريق جدران القص الموزعة في المبنى بناءً على الحسابات الإنشائية لها.

الذي ستستخدم من أجله.

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

5-3 الاختبارات العملية:

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

6-3 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, والأساسات. و يحتوي المشروع العناصر التالية :

3-6-1 العقدات:

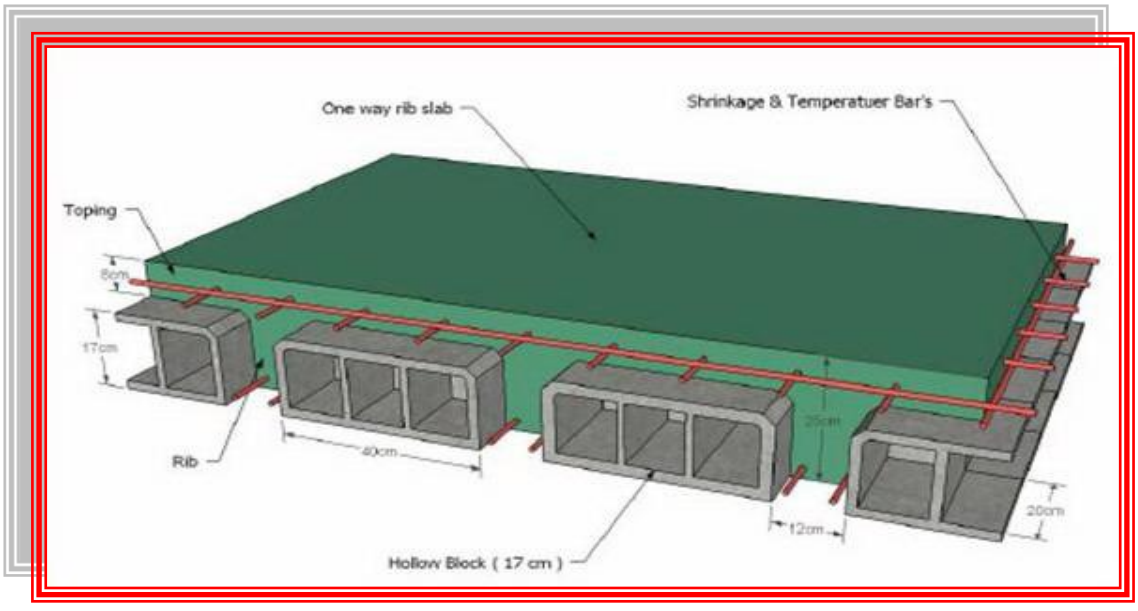
نظراً لوجود العديد من الفعاليات المختلفة في المبنى ومراعاه للمتطلبات المعمارية فإنه سيتم استخدام أنواع العقدات التالية في المشروع:

1. عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).
2. عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).
3. العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab).

3-1-6-3 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab)

إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليه

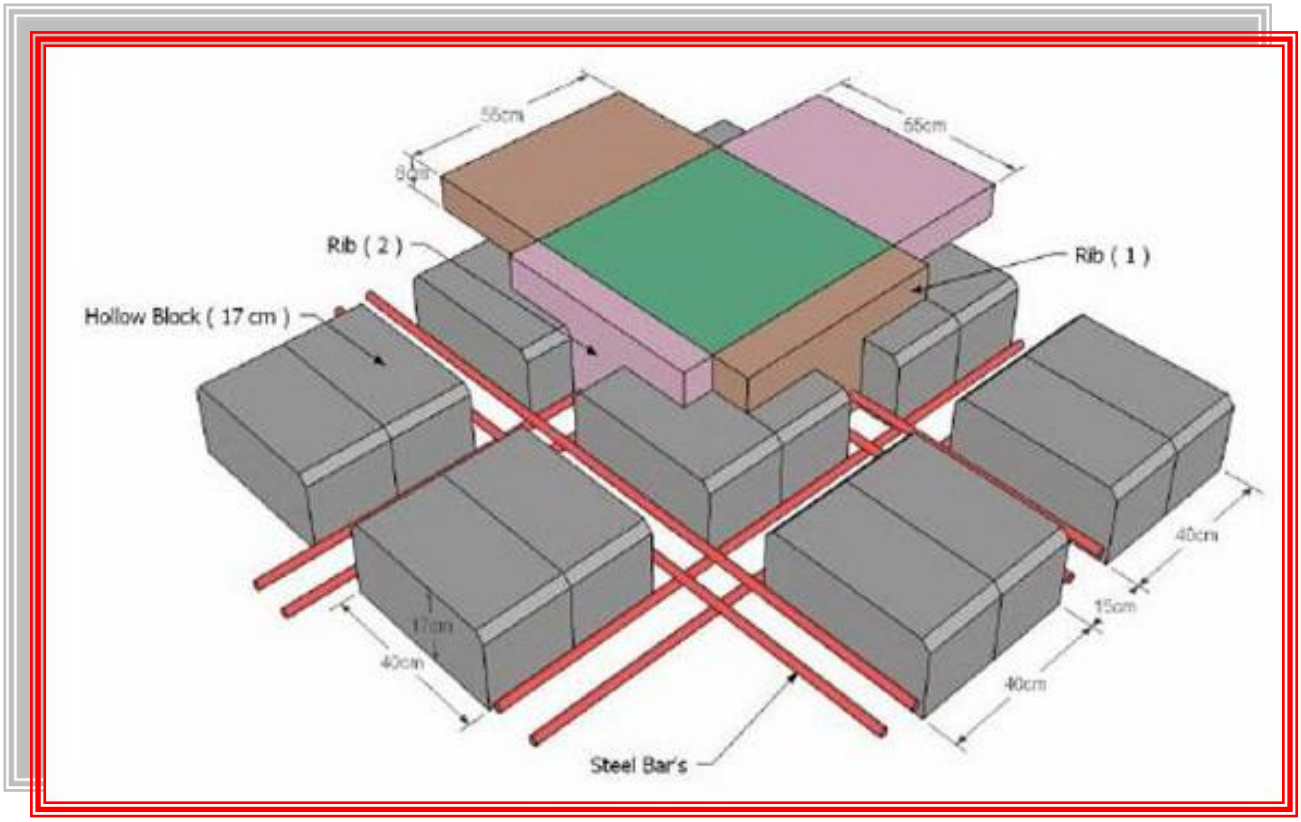
العصب, ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (3-2).



الشكل (3 – 2) العقدات دات العصب الواحد .

3-6-1-2 عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slabs)

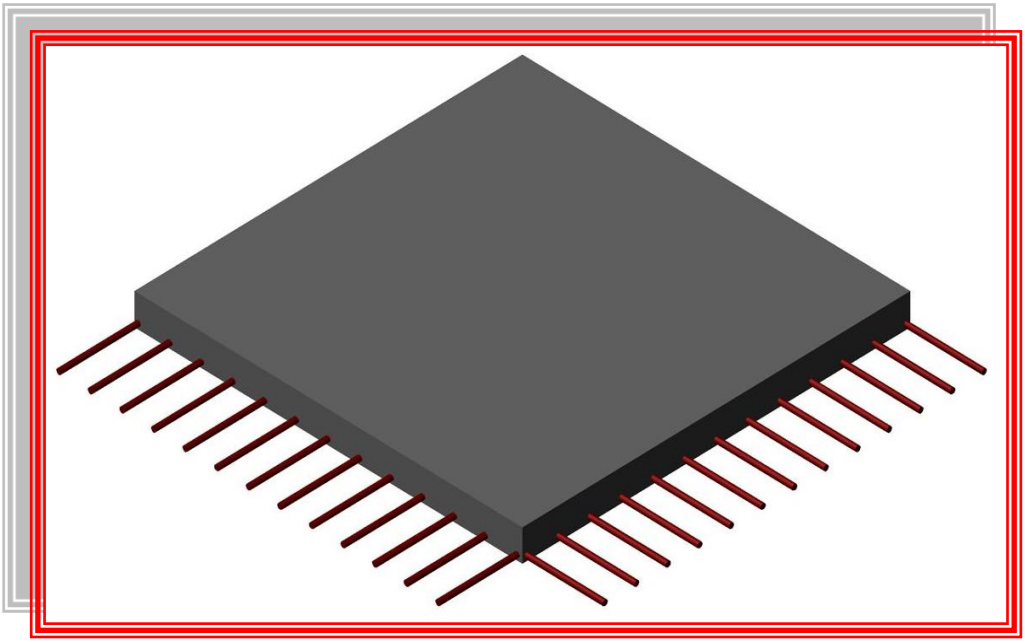
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات, ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين, كما يظهر في الشكل (3-3):



الشكل (3 – 3) العقدة دات العصب باتجاهين .

3-1-6-3 العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab)

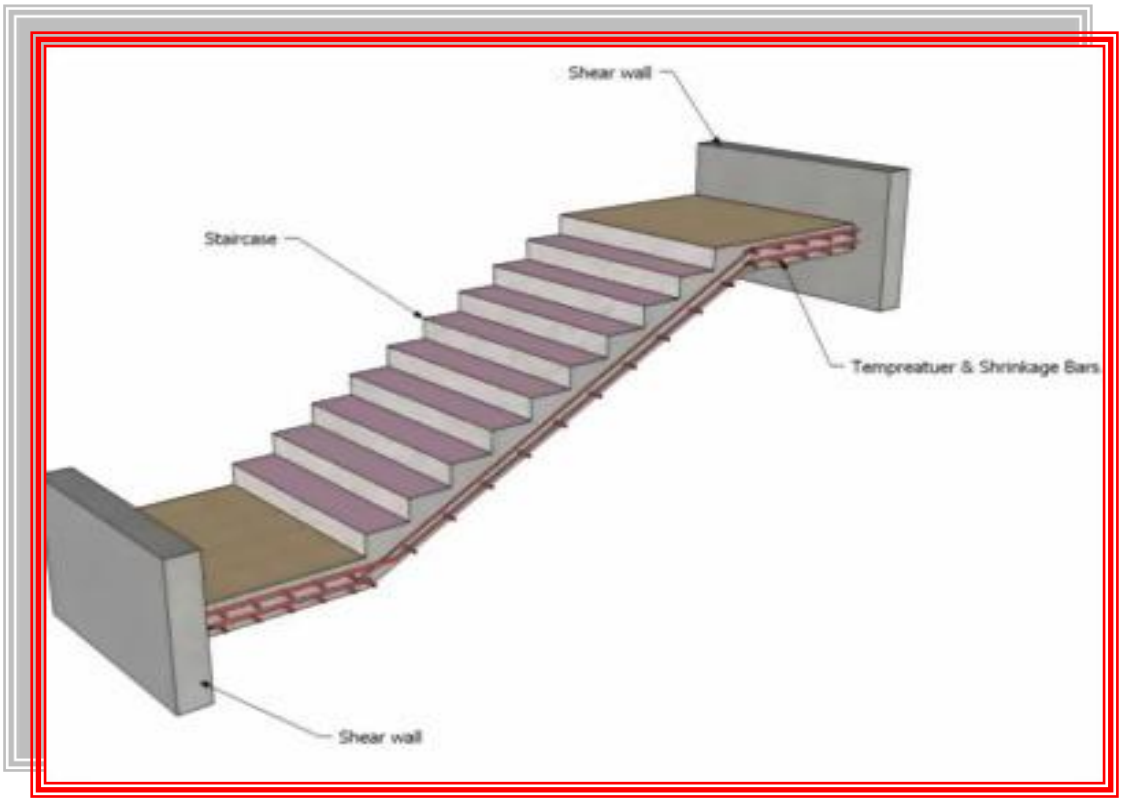
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات و ذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين موضحه في الشكل (3-4).



الشكل (3 – 4):- العقدة المصمتة دات الاتجاهين .

2-6-3 الأدراج:

الأدراج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من الطوابق عبر المبنى، ويتم عادةً تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد الشكل (3-5).



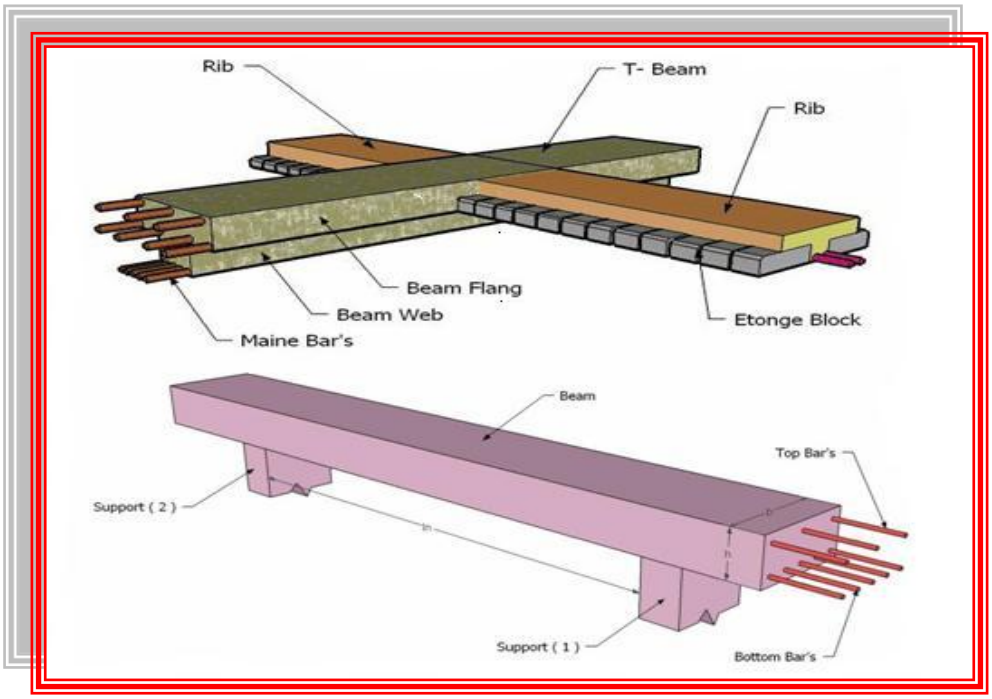
الشكل (3 – 5) :- الدرج .

3-6-3 الجسور:-

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

1- جسور مسحورة.
2- وجسور متدلية(T-section) .
3- وجسور مقلوبة.
4- جسور (L-section).

ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر, وبالكانات لمقاومة قوى القص والشكل (3-6) يبين أنواع الجسور التي استخدمت في المشروع.



الشكل (3 – 6) : - انواع الجسور المستخدمة في المشروع .

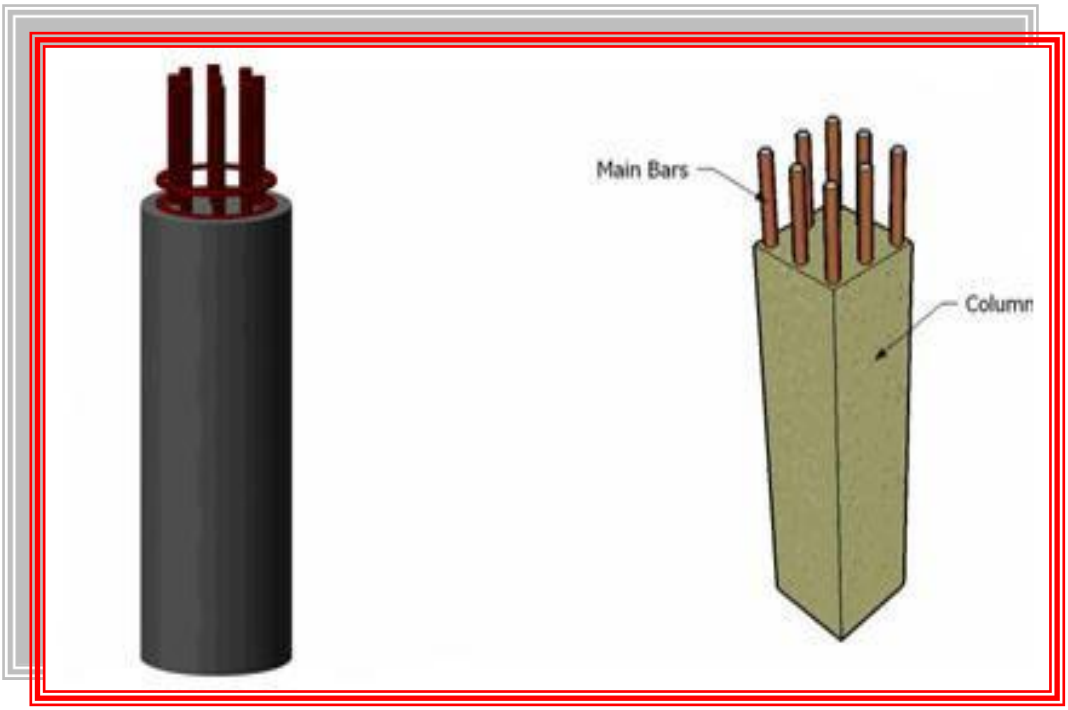
4-6-3 الأعمدة:

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

1- الأعمدة القصيرة (short column).
2- الأعمدة الطويلة (long column).

أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي:

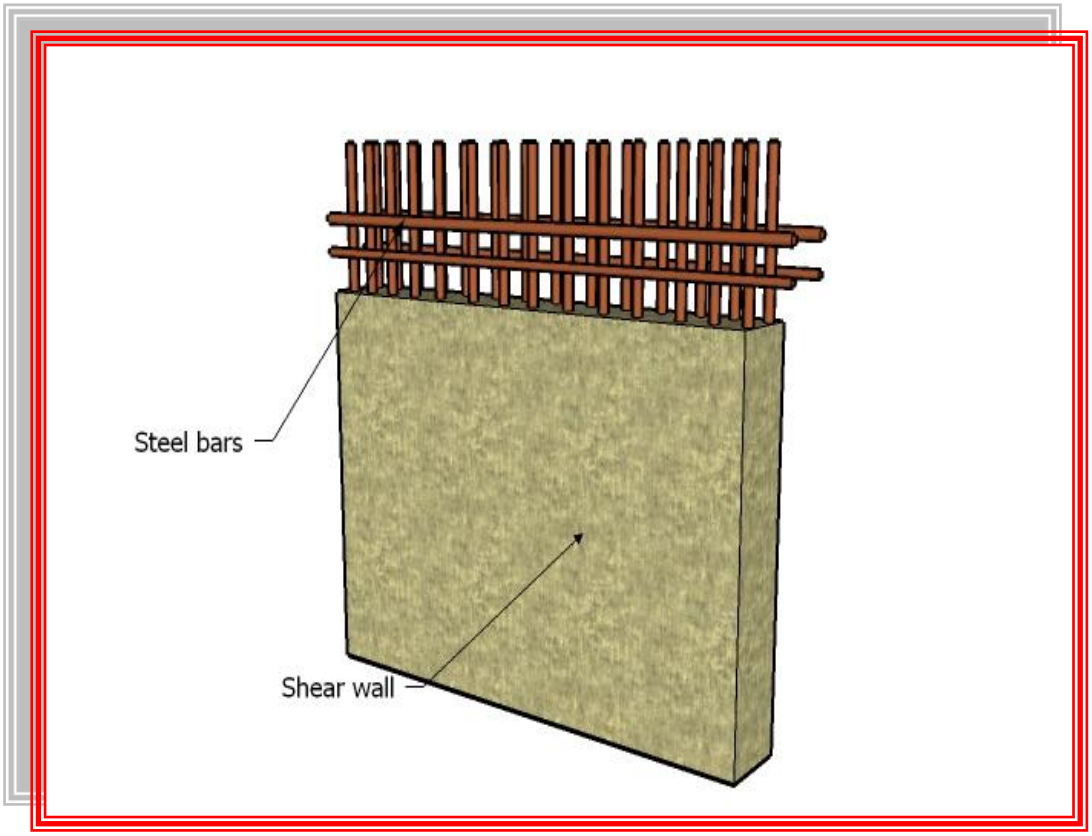
منها المستطيل والدائري والمضلع , والمربع والمركب، والمشروع يحتوي على نوعين من الأعمدة هما المستطيلة والدائرية كما في الشكل (3-7).



الشكل (3 – 7) : - انواع الاعمدة .

5-6-3 جدران القص:

هي الجدران التي تحيط بيت الدرج، وجدران المصاعد، وأحيانا في بعض المناطق في المبنى حسب ما تقتضي الحاجة ، ووظيفة جدران القص مقاومة قوى القص الأفقية التي قد يتعرض لها المنشأ نتيجة لأحمال الزلازل والرياح إضافة إلى كونها جدران حاملة، ويراعى توفرها في اتجاهين متعامدين في المبنى لتوفير ثبات كامل للمبنى والشكل التالي يبين جدار قص مسلح الشكل (3-8).



الشكل (3-8):- جدار قص .

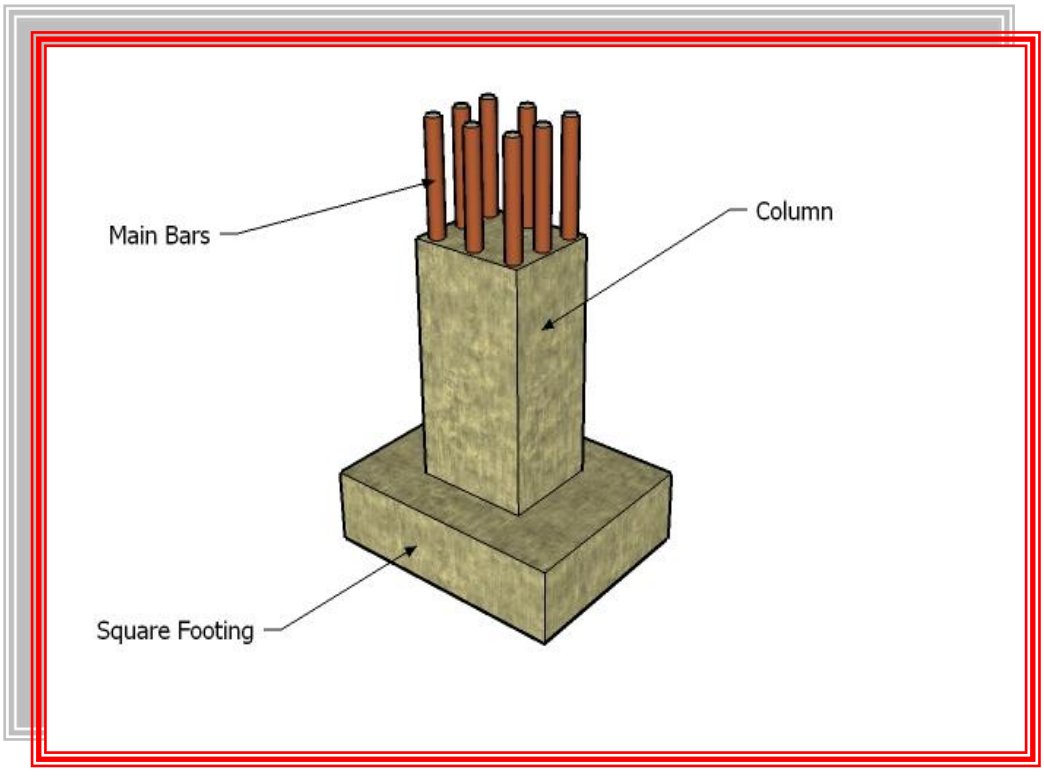
6-6-3 الأساسات:

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

1- أساسات منفصلة
2- أساسات مزدوجة
3- أساسات شريطية.

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

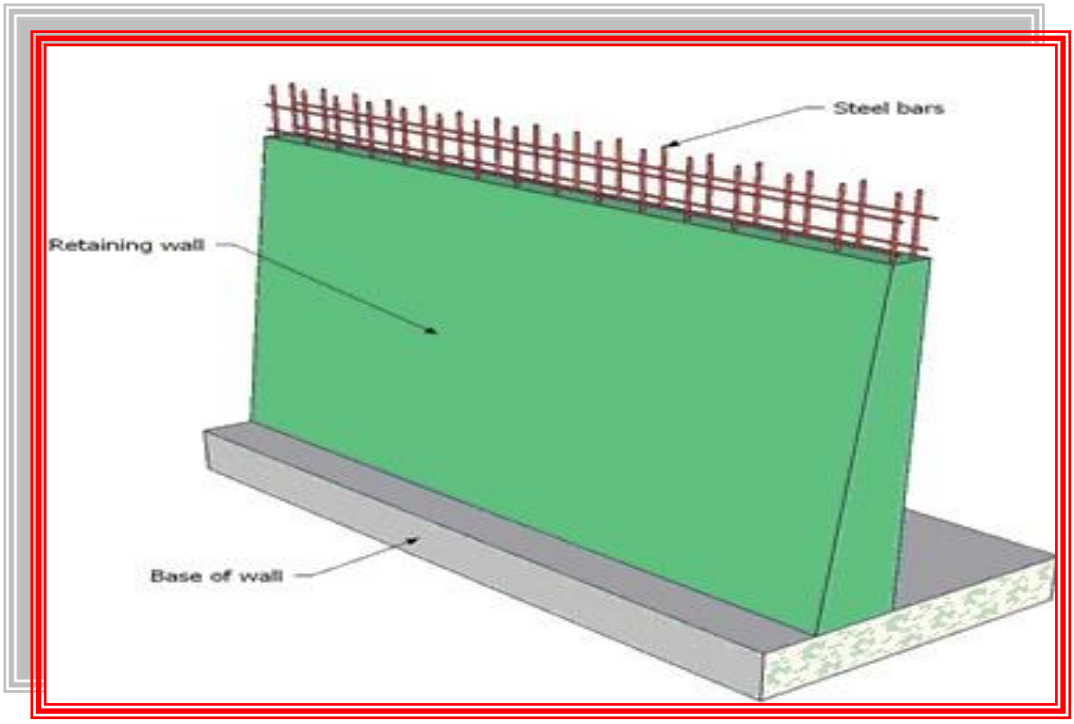
ولعمل تصميم للأساسات تم اعتماد قوة تحمل التربة (5.0) كغم/سم² لمنطقة المشروع الشكل (3-9).



الشكل (3 – 9) :- اساس مفرد .

7-6-3 الجدران الإستنادية:

نظراً لوجود مناسيب مختلفة في موقع المشروع و قطعة الأرض، فكان لابد من عمل جدران استنادية تعمل على تحديد مناسب موقع المشروع , وتمنع أي انزلاق في الموقع حيث تصمم وتنفذ الجدران الاستنادية على أسس ومعايير يحددها الكود الأمريكي كما في الشكل (3-10).



الشكل (3 – 10) :- جدار استنادي .

7-3 برامج الحاسوب التي تم استخدامها:

1. AutoCAD (2010) for Drawings Structural and Architectural.
2. Microsoft Office (2010) For Text Edition.
3. Atir Software for Structural Calculations.

Chapter Four
Structural Analysis and Design

4 -1 Introduction.

4 -2 Factored Loads.

4 -3 Slabs Thickness calculation.

4 -4 Load Calculation.

4 -5 Design of Topping.

4 -6 Design of Rib (1).

4-7Design of Beam (B3).

4-8 Design of Two Way Ribbed Slab.

4-9 Stair Design.

4-10Desing of Column.

4-11Desing of footing.

4-12Design of Basement Wall.

4-13 Design of well wall.

4-14 Design of shear wall.

4-15 Design of Dome.

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 two way flat slab. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer program called "ATIR- Soft ware " to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs and by using the previous program and "STAAD PRO 2006", Etabs, and Safe programs to find the internal forces, deflections and moments for One way solid slab, and then handle calculation would be made to find the required steel for all members.

The design strength provided by a member, 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:

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

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

* The specified yield strength of the reinforcement {fy = 420 N/mm² (MPa)}

4 -2 Factored Loads :-

$q_u = 1.2DL + 1.6L$ *ACI – 318 - 02 (9.2.1)*

4 -3 Slabs Thickness calculation:-

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

For rib (R1), as shown in fig.

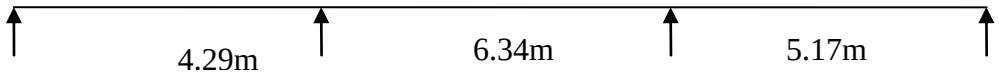


Fig.(4-1): Spans Length of Rib (R1).

The spans are one end continuous ribbed slab

➔ from *ACI-318-02 table (9.5a)*

Min h ≥ :

$\frac{L}{18.5} = \frac{3.64}{18.5} = 0.2\ m$ =20cm

$\frac{L}{21} = \frac{5.54}{21} = 0.26\ m$ =26cm

$\frac{L}{18.5} = \frac{4.52}{18.5} = 0.24\ m$ =24cm

For Rib1 ,will use thickness of slab **32cm**

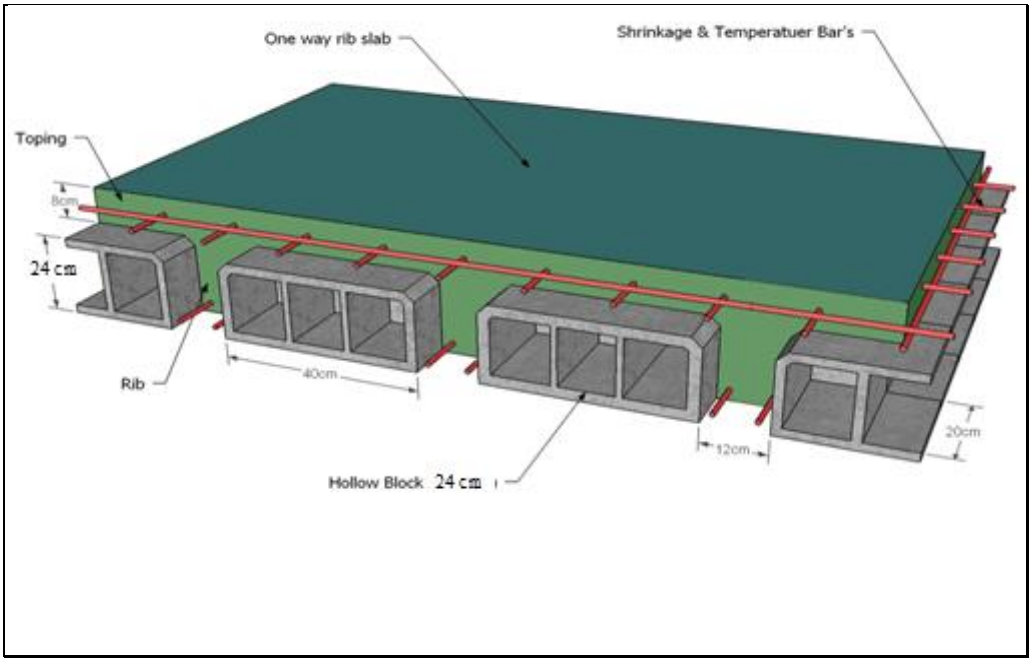


Fig. (4-2) One way ribbed slab [Rib 1]

4 -4 Load Calculation:-

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

- 4.1.1 **Calculation of Dead load :-**

Table (4-1) calculation of the total load for (R1)

Material	Unit weight (KN/m^3)	Thickness (cm)
Tile	**23**	**3**
Mortar	**22**	**2**
Sand	**16**	**7**
Topping slab	**24.5**	**8**
Hollow block	**9**	**24**
Rib	**24.5**	**24**
Plastering	**22**	**2**

Tile: 23*.03*0.52*1=0.36 KN/m
Mortar: 22*0.02*0.52*1=0.23 KN/m
Sand: 16*0.07*0.52*1=0.58 KN/m
Topping: 24.5*.08*0.52*1=1.02 KN/m
Block: 9*0.24*0.4*1=0.86 KN/m
Rib: 24.5*0.12*0.24* 1=0.71 KN/m
Plastering:22*0.02*0.52*1=0.23 KN/m
Partitions:1*0.52*1=0.52 KN/m
➔ **Total dead load = 4.51 KN/m/rib**

❖ **4.4.2 Calculation of Live load:-**

From Jordanian live loads table live load for Hotels is **5 KN/m²**
➔ **Total live load** = 5*0.52 = **2.6 KN/m/rib**

4 -5 Design of Topping:-

❖ **4.4.1Calculation of Dead load**

Tile: 0.03*23*1=0.69 KN/m
Mortar: 0.02*22*1=0.44 KN/m
Sand: 0.07*16*1=1.12 KN/m
Topping: 0.08*24.5*1=1.96 KN/m
Partitions:1*1*1=1.0 KN/m

D.L $_{total}$ = 5.21 KN/m

❖ **4.4.2 Calculation of live load**

L.L $_{total}$ = 5KN/m

➔ Wu = 1.2D.L + 1.6L.L = 1.2*5.21 + 1.6*5 = 14.25K/m

Check ΦMn > Mu

$$Mu = \frac{w_u * l^2}{12} = \frac{14.25 * 0.4^2}{12} = 0.190\,kN.m$$

ΦMn = Φ*fr * s

$$s = \frac{bh^2}{6}$$

$$fr = 0.42 \times \sqrt{fc'}(MPa) \qquad ACI\text{-}318\text{-}02 \quad (22\text{-}5.1)$$

$$Mn = 0.42\sqrt{fc'} * \frac{bh^2}{6}$$

$$= 0.42\sqrt{24} * \frac{1*0.08^2}{6} * 10^3 = 2.194\,kN.m$$

$$\phi * Mn = 0.55 * 2.194 = 1.207\,kN.m.$$

$$\phi * Mn = 1.207 > Mu = 0.190\,KN.m.$$

❖ **4.4.3 Shrinkage and temperature reinforcement must be provided.**

For the shrinkage and temperature reinforcement:

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

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

A_s (ϕ 8) =50mm^2

So number of bars =144/50 = 2.88 ,so use 3 bars.

Check spacing: 1/(number of bars) =1/2.88 =0.35 >3*h

0.35>3*.08=0.24

Then use Φ 8 @ 20cm for practical purposes in both directions.

4 -6 Design of Rib (1):-

❖ **Materials :-**

Concrete B300 , Fc' = 0.8*30 = 24 N/mm^2 =24Mpa

Reinforcement Steel , fy = 420 N/mm^2 =420 Mpa

❖ **Design constant :-**

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

b_E =Ln/4= 4.29 / 4 =1.07 m = 107 cm

b_E = bw + 16 tf = 12 + 16 (8) = 140 cm

b_E = c/c spacing between beams = 52 cm

Control ……. 52cm

*Requirements For Slab Floor According to *ACI- (318-02)* .

bw ≥ 10cm……ACI(8.11.2)

Select bw=12cm

h ≤ 3.5*bw …….. ACI(8.11.2)

Select h=32cm<3.5*12=42cm

tf ≥ Ln/12≥50mm ……ACI(8.11.6)

Select tf=8cm

❖ **System :-**

One -way ribbed slab :-

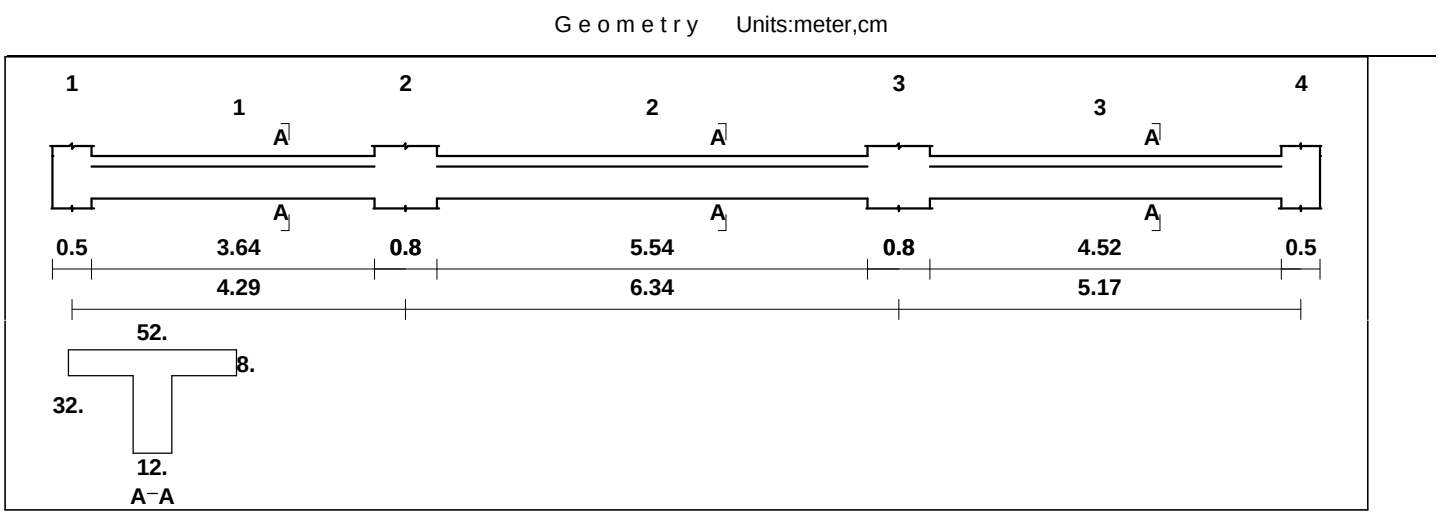
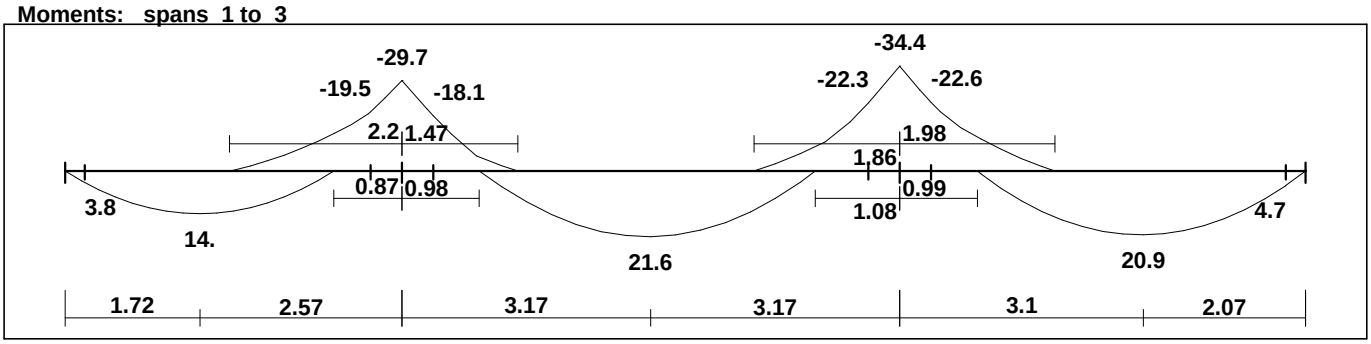


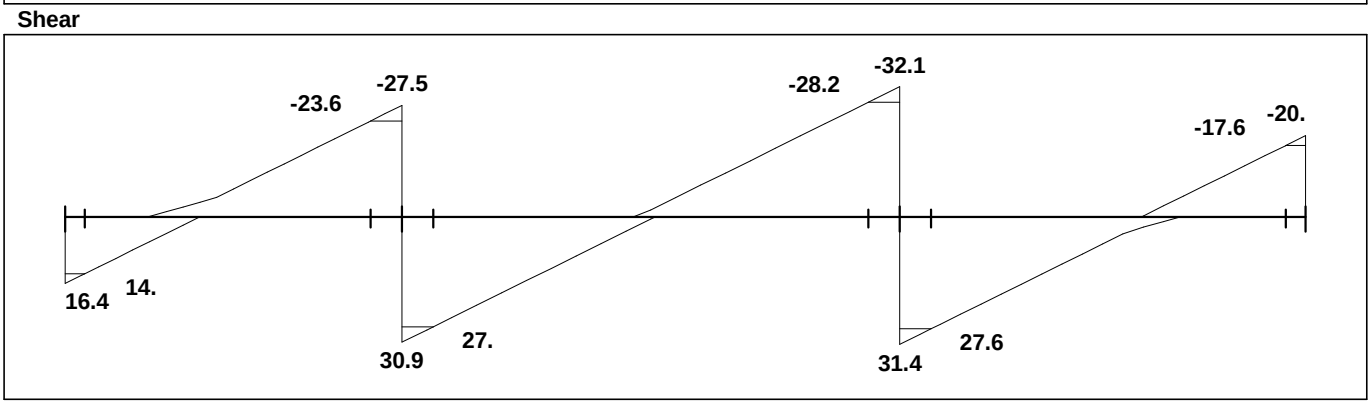
Fig.(4.3): Spans Length of Rib (R1).

❖ **Loading :-**

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

D.L $_{total}$ = 4.51 KN/m/rib **L.L $_{total}$ = 2.6 KN/m/rib**





Flexural Design : -

❖ **Design for positive Moment for Rib (R1):-**

Use Mu max. Positive for span ➔ **Mu= 21.6 KN.m** .
Determine whether the rib will act as **rectangular** or **T-section**:
For a = t_f = 8cm
d = h – cover–dia. of stirrups – db/2 = 320 – 20–8 – 12/2 = 286 mm.
Φ.Mnf = 0.9*0.85 f_c * t_f * b_E *(d- t_f/2)
=0.9* 0.85 (24) (0.08) (0.52)(0.286-0.08/2)*10^3
➔ **Φ.Mnf = 187.9KN.m**

ΦMnf =187.9 KN.m > Mu =21.1 kN.m
➔.'. Rectanglular section

Design as a rectangular with b_E = 52cm
As = ρ.bE .d

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.58$$

$$Kn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{21.6*10^{-3}/0.9}{0.52*(0.286)^2} = 0.564$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mKn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.58*0.564}{420}}\right) = 0.00136$$

A_S = ρ.bE .d = (0.00136)* (520)* (286) = 202.3 mm^2 .
Then use 2Φ 12 ,As=226 mm^2

***Check Minimum Reinforcement** A_S min ……...*(ACI- 318 - 10.5.1)*

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(286) = 100mm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(286) = 114.4mm^2 \quad \text{(control)}$$

For 2Φ12 ,As=226 mm^2>114.4 , OK

*****Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$2*113*420 = 0.85*24*520*a$

$a = 8.9mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.9}{0.85} = 10.5mm$

β=0.85….. $f_c < 28MPa$ ……. ACI (10.2.7.3)

$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{286-10.5}{10.5} \times 0.003 = 0.079$

$\varepsilon_s = 0.079 > 0.005$

❖ **Design for Negative Moment for Rib (R1):**

use Mu =22.6 KN.m

Design as a rectangular with b = 12 cm

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.58$

Kn = $\frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{14.0*10^{-3}/0.9}{0.52*(0.286)^2} = 0.59$

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

ρ = $\frac{1}{20.58}(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.58)(0.59}{420}}) = 0.001$

As = 0.001 (520) (286) = 149 mm^2 .

*****Check Minimum Reinforcement $A_{s\ min}$ ……..(ACI- 318 - 10.5.1)**

$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(286) = 100mm^2$

$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(286) = 114.4mm^2$ (control)

$A_{s\ min}$ = 134 mm² > A_s =114.4 mm²

➔ **$A_{s\ req}$= 149 mm^2**

# of bars = As/ As_{bar} = 149/79 = 1.88 * Note $A_{Φ10}$ = 79 mm²

Select Bottom bars 2 Φ 10 mm. Total As= 158 mm^2 .

*****Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$2*79*420 = 0.85*24*520*a$

$a = 6.25mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.25}{0.85} = 7.35mm$

β=0.85….. ACI (10.2.7.3)

$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = 7.35 \times 0.003 = 0.11$

$\varepsilon_s = 0.11 > 0.005 \Rightarrow \phi = 0.9$

❖ **Design for Negative Moment for Rib (R1):**

Use Mu max. negative for support ➔ Mu= 22.6 KN.m

Design as a rectangular with b = 12 cm

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.58$

$Kn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{22.6*10^{-3}/0.9}{0.12*(0.286)^2} = 2.56$

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

$\rho = \frac{1}{20.58}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.58)(2.56)}{420}}) = 0.0065$

As = 0.0065 (120) (286) = 233.08 mm^2 .

*****Check Minimum Reinforcement $A_{s\ min}$..(ACI- 318 - 10.5.1)**

❖ $A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(286) = 100mm^2$

$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(286) = 114.4mm^2$ (control)

A_s = 233.08 mm² > A_s =114.4 mm²

➔ **$A_{s\ req}$= 233.08 mm^2**

Select Top bars 2 Φ 12 mm. Total As= 226 mm^2 .

*****Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$2*113**420 = 0.85*24*120*a$

$a = 38.8mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.8}{0.85} = 45.65mm$

β=0.85….. ACI (10.2.7.3)

$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{286-45.65}{45.65} \times 0.003 = 0.016$ Ok……

$\varepsilon_s = 0.016 > 0.005 \Rightarrow \phi = 0.9$

❖ Design shear for Rib (R1):-

Factored shear forces at d=0.286 m from support

Vu_{max} =28.2KN (From Shear Envelop)

Determine shear strength provided by concrete (ϕ Vc).

Item #2:

ΦVc/2 < V_u <ΦV_c

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

= 1.1* 0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{6}$ 0.12 * 0.286*10^3 = 23.11 kN

ΦVc =23.11 kN < Vu = 27.8 kN

Not item #2

Item #3:

Φ Vc< V_u <Φ V_c +Φ $V_{s\ min}$

$$\phi Vs\ \min \geq \frac{\phi}{16} \times \frac{\sqrt{fc'}}{} * bw * d = \frac{0.75}{16} \times \sqrt{24} * 0.12 * 0.286 = 7.88KN$$

$$\phi Vs\ \min \geq \frac{\phi}{3} \times bw * d = \frac{0.75}{3} \times 0.12 * 0.286 = 8.58KN \rightarrow control$$

$$23.11 < 28.2 < 31.69$$

$$\therefore \text{item\#3} \rightarrow \text{min. shear reinforcement is required}$$

$$\left(\frac{AV}{s}\right)\min \geq \frac{1}{16} \times \frac{\sqrt{fc'}}{Fy} bw = \frac{1}{16} \times \frac{\sqrt{24}}{420} * 0.12 = 8.7 * 10^{-5}$$

$$\left(\frac{AV}{s}\right)\min \geq \frac{1}{3} \times \frac{bw}{Fy} = \frac{1}{16} \times \frac{0.12}{420} = 9.5 * 10^{-5} \rightarrow control$$

$$try \phi 8(2leg)$$

$$\frac{2 * 50 * 10^{-6}}{s} = 9.5 * 10^{-5}$$

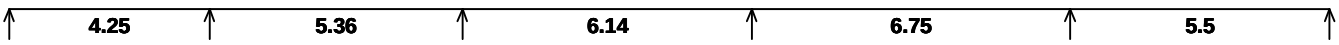
$$s = 1.05m$$

$$but: s \leq \frac{d}{2} \leq 600mm = \frac{0.286}{2} = 0.143m \leq 600$$

$\therefore$ Use Φ8@14cm(2 leg)

4 -7 Design of Beam (B 3):-

- **Material :-**
  - $\Rightarrow$ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2
  - $\Rightarrow$ Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2
- **System : -**



- **Section :-**

  B =80 cm

  h =50 cm

  h=L/18.5 …….,for exterior span ACI-318-02 (9.5.a)

  h= L/21 …….,for interior span ACI-318-02 (9.5.a)

  h= L/18.5 = 5.15/18.5 =0.28 m

  h= L/21 = 6.35/18.5 =0.30 m…… (Control)

  $\Rightarrow$ **Select h = 50cm.**

- **Loading :-**

*****Reaction from rib(R1) ,**

D.L =26.59/0.52 =**51.1 KN/m**

L.L =16.5/0.52 =**31.7 KN/m**

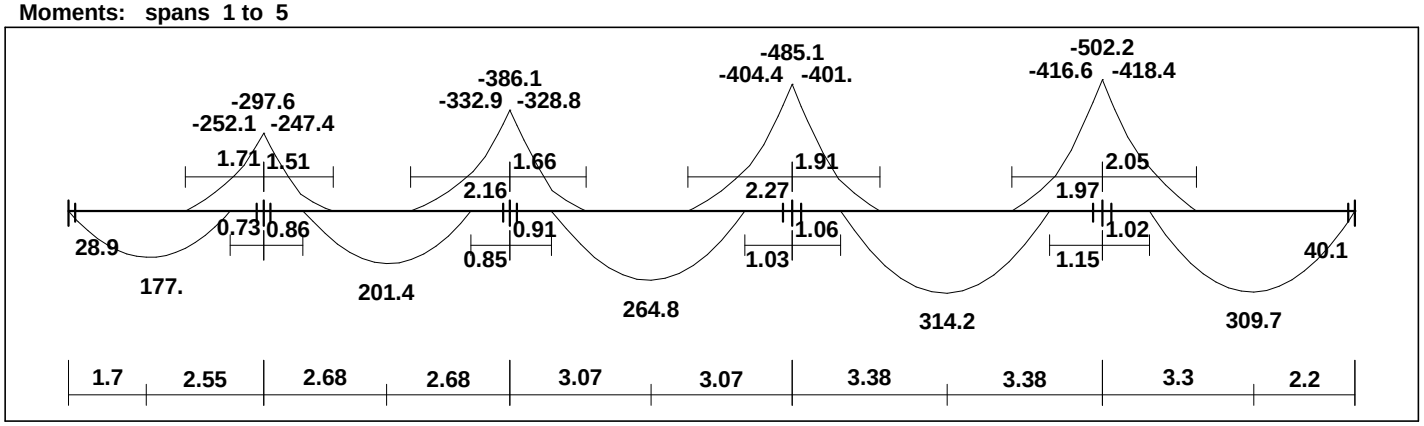
*****Reaction from rib(R2) ,**

D.L =25.12/0.52 =**48.3 KN/m**

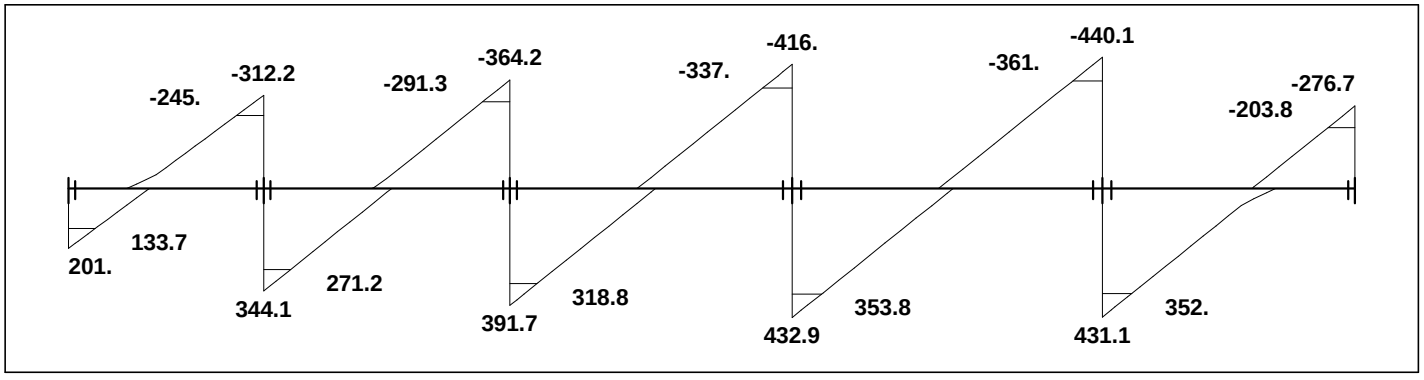
L.L =14.48/0.52 =**27.8 KN/m**

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

Moments: spans 1 to 5



Shear



R1

Factored

DeadR	7.96	31.91	35.28	10.35
LiveR	8.42	26.4	28.19	9.66
Max R	16.38	58.31	63.47	20.02
Min R	5.67	40.8	47.67	8.65
Service				
DeadR	6.64	26.59	29.4	8.63
LiveR	5.26	16.5	17.62	6.04
Max R	11.9	43.09	47.02	14.67
Min R	5.2	32.15	37.14	7.56

R2

Factored			
DeadR	9.13	30.14	-11.94
LiveR	7.03	23.17	-10.7
Max R	16.16	53.3	-10.42
Min R	9.12	31.79	-22.63
Service			
DeadR	7.61	25.12	-9.95
LiveR	4.39	14.48	-6.69
Max R	12.	39.59	-9.
Min R	7.6	26.15	-16.63

Design of beam :

❖ **Design of Negative Moment for Beam:**

Mu = 418.4 KN .m …… from Envelope shear diagram

$b = 80cm.....h = 50cm$

$d = 500 - 40 - 10 - 10 = 440mm$

$$C_{max} = \frac{3}{7} d$$

$$C_{max} = \frac{3}{7} * 440$$

$$c = 188.6mm$$

$$a = \beta_1 \times c$$

$$a_{max} = 0.85 \times 188.6 = 160.3mm$$

$\Phi = 0.65 + \frac{250}{3} * (0.004 - 0.002) = 0.82$

Mnc = 0.85 f_c * b * a_{max} *(d- a_{max} /2)

= 0.85 (24) (0.8) (0.1603){(0.440-(0.1603/2)}*10^3

= 941.4 KN.m

➔ ΦMnc =0.82*941.4 =772 KN.m > Mu=418.4 KN.m

⇒ The section must be design as Singly Reinforced Concrete section:

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

$Kn = \frac{Mu / \phi}{b * d^2}$

$Kn = \frac{418.4 * 10^{-3} / 0.9}{0.8 * (0.44)^2} = 3.0$ N/mm^2 (Mpa)

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(3)}{420}}\right) = 0.0078$$

$As_{req} = \rho * b * d = 0.0078 * 800 * 440 = 2746\ mm^2$

""Check Minimum Reinforcement $A_{s\ min}$ ……...(ACI- 318 - 10.5.1)

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(b)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(440) = 1027mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(b)(d) = \frac{1.4}{420}(800)(440) = 1174mm^2 \quad \text{(control)}$$

$A_s > A_{s\,min}$

$$\#\ \text{of top bars} = \frac{2746}{314} = 8.7$$

$\Rightarrow$ Select 9 Φ20 As=2826 mm^2 .

❖ **Design of Negative Moment for Beam:-**

Mu = 404.4 KN.m …… from Envelope shear diagram

$$C_{max} = \frac{3}{7}d$$

$$C_{max} = \frac{3}{7} * 440$$

$$c = 188.6mm$$

$$a = \beta_1 \times c$$

$$a_{max} = 0.85 \times 188.6 = 160.3mm$$

$\Phi = 0.65 + \frac{250}{3} * (0.004 - 0.002) = 0.82$

$Mnc = 0.85\ f_c * b * a_{max} * (d - a_{max}/2)$

$= 0.85\ (24)\ (0.8)\ (0.1603)\{(0.440 - (0.1603/2)\} * 10^3$

$= 941.4$ KN.m

➔ ΦMnc =0.82*941.4 =772 KN.m > Mu=404.4 KN.m

$\Rightarrow$ The section must be design as Singly Reinforced Concrete section:

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

$$Kn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2}$$

$$Kn = \frac{404.4*10^{-3}/0.9}{0.8*(0.44)^2} = 2.9 \text{ N/mm}^2 \text{ (Mpa)}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(2.9)}{420}}\right) = 0.0075$$

$As_{req} = \rho * b * d = 0.0075 * 800 * 440 = 2640 mm^2$

""Check Minimum Reinforcement A_s min ……..(ACI- 318 - 10.5.1)

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(b)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(440) = 1027 mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(b)(d) = \frac{1.4}{420}(800)(440) = 1174 mm^2 \quad \text{(control)}$$

$A_s > A_{s\,min}$

$$\#\text{ of top bars} = \frac{2640}{314} = 8.4$$

$\Rightarrow$ Select 9 Φ20 As=2826 mm^2 .

❖ **Design of Negative Moment for Beam :-**

Mu = 332.9 KN.m …… from Envelope shear diagram

$$C_{max} = \frac{3}{7}d$$

$$C_{max} = \frac{3}{7} * 440$$

$$c = 188.6mm$$

$$a = \beta_1 \times c$$

$$a_{max} = 0.85 \times 188.6 = 160.3mm$$

$\Phi = 0.65 + \frac{250}{3} * (0.004 - 0.002) = 0.82$

$Mnc = 0.85\ f_c\ * b * a_{max} * (d - a_{max}/2)$

= 0.85 (24) (0.8) (0.1603){(0.440-(0.1603/2)}*10^3

= 941.4 KN.m

➔ ΦMnc =0.82*941.4 =772 KN.m > Mu=332.9 KN.m

⇒ The section must be design as Singly Reinforced Concrete section:

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

$$Kn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2}$$

$$Kn = \frac{332.9*10^{-3}/0.9}{0.8*(0.44)^2} = 2.39\ N/mm^2\ (Mpa)$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(2.39)}{420}}\right) = 0.0061$$

$As_{req}=\rho * b * d = 0.0061 * 800 * 440 = 2147 mm^2$

""Check Minimum Reinforcement $A_{s\ min}$ ……..(ACI- 318 - 10.5.1)

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(b)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(440) = 1027 mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(b)(d) = \frac{1.4}{420}(800)(440) = 1174 mm^2 \quad \text{(control)}$$

$A_s > A_{s\ min}$

$$\#\ \text{of top bars} = \frac{2147}{314} = 6.8$$

⇒ Select 7 Φ20 As=2198 mm^2 .

❖ **Design of Negative Moment for Beam:-**

Mu = 252.1 KN.m …… from Envelope shear diagram

$$C_{max} = \frac{3}{7} d$$

$$C_{max} = \frac{3}{7} * 440$$

$$c = 188.6mm$$

$$a = \beta_1 \times c$$

$$a_{max} = 0.85 \times 188.6 = 160.3mm$$

$\Phi = 0.65 + \frac{250}{3} * (0.004 - 0.002) = 0.82$

Mnc = 0.85 f_c * b * a_{max} *(d- a_{max} /2)

= 0.85 (24) (0.8) (0.1603){(0.440-(0.1603/2)}*10^3

= 941.4 KN.m

➔ ΦMnc =0.82*941.4 =772 KN.m > Mu=252.1 KN.m

⇒ The section must be design as Singly Reinforced Concrete section:

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

$$Kn = \frac{Mu/\phi}{b * d^2}$$

$$Kn = \frac{252.1 * 10^{-3} / 0.9}{0.8 * (0.44)^2} = 1.8 N/mm^2 \text{ (Mpa)}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(1.8)}{420}}\right) = 0.0045$$

$As_{req} = \rho * b * d = 0.0045 * 800 * 440 = 1584 mm^2$

""**Check Minimum Reinforcement** $A_{S\ min}$ **……..(ACI- 318 - 10.5.1)**

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(b)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(440) = 1027mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(b)(d) = \frac{1.4}{420}(800)(440) = 1174mm^2 \quad \text{(control)}$$

$A_S > A_{S\,min}$

# of top bars $= \frac{1584}{314} = 5.04$

$\Rightarrow$ Select 6 Φ20 As=1884 mm^2 .

❖ **Design of Positive Moment for Beam:-**

Mu = 314.2KN .m …… from Envelope shear diagram

$$C_{max} = \frac{3}{7} d$$

$$C_{max} = \frac{3}{7} * 440$$

$$c = 188.6mm$$

$$a = \beta_1 \times c$$

$$a_{max} = 0.85 \times 188.6 = 160.3mm$$

Φ=0.65+ $\frac{250}{3}$ *(0.004-0.002) = 0.82

Mnc = 0.85 f_c * b * a_{max} *(d- a_{max} /2)

= 0.85 (24) (0.8) (0.1603){(0.440-(0.1603/2)}*10^3

= 941.4 KN.m

➔ ΦMnc =0.82*941.4 =772 KN.m > Mu=314.2 KN.m

$\Rightarrow$ The section must be design as Singly Reinforced Concrete section:

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

Kn = $\frac{Mu/\phi}{b*d^2}$

Kn = $\frac{314.2*10^{-3}/0.9}{0.8*(0.44)^2} = 2.25$ N/mm^2 (Mpa)

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

ρ = $\frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(2.25)}{420}}) = 0.0057$

A_{Sreq}=ρ * b * d = 0.0057 * 800 * 440 = 2006mm^2

""**Check Minimum Reinforcement A_S min ……..(ACI- 318 - 10.5.1)**

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(b)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(440) = 1027mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(b)(d) = \frac{1.4}{420}(800)(440) = 1174mm^2 \qquad \text{(control)}$$

$A_s > A_{s\,min}$

$$\text{of bottom bars} = \frac{2006}{314} = 6.4$$

$\Rightarrow$ Select 7Φ20 As=2198mm^2 .

$\Rightarrow$ Use 4 Φ12 in top ,for practical purposes.

❖ **Design of Positive Moment for Beam:-**

Mu = 264.8KN .m …… from Envelope shear diagram

$$C_{max} = \frac{3}{7}d$$

$$C_{max} = \frac{3}{7} * 440$$

$$c = 188.6mm$$

$$a = \beta_1 \times c$$

$$a_{max} = 0.85 \times 188.6 = 160.3mm$$

Φ=0.65+ $\frac{250}{3}$ *(0.004-0.002) = 0.82

Mnc = 0.85 f_c * b * a_{max} *(d- a_{max} /2)

= 0.85 (24) (0.8) (0.1603){(0.440-(0.1603/2)}*10^3

= 941.4 KN.m

➔ ΦMnc =0.82*941.4 =772 KN.m > Mu=264.8 KN.m

$\Rightarrow$ The section must be design as Singly Reinforced Concrete section:

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

$$Kn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2}$$

$$Kn = \frac{264.8*10^{-3}/0.9}{0.8*(0.44)^2}\ 1.9N/mm^2 \text{ (Mpa)}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(1.9)}{420}}\right) = 0.0048$$

$As_{req} = \rho * b * d = 0.0048 * 800 * 440 = 1690 mm^2$

""Check Minimum Reinforcement $A_{s\ min}$ ……...(ACI- 318 - 10.5.1)

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(b)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(440) = 1027 mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(b)(d) = \frac{1.4}{420}(800)(440) = 1174 mm^2 \quad \text{(control)}$$

$A_s > A_{s\ min}$

$$\#\ \text{of bottom bars} = \frac{1690}{314} = 5.4$$

$\Rightarrow$ Select6 Φ20 As=1884 mm^2 .

❖ **Design of Positive Moment for Beam:**

Mu = 201.4 KN .m …… from Envelope shear diagram

$$C_{max} = \frac{3}{7}d$$

$$C_{max} = \frac{3}{7} * 440$$

$$c = 188.6 mm$$

$$a = \beta_1 \times c$$

$$a_{max} = 0.85 \times 188.6 = 160.3 mm$$

$\Phi = 0.65 + \frac{250}{3} * (0.004 - 0.002) = 0.82$

$Mnc = 0.85\ f_c * b * a_{max} * (d - a_{max}/2)$

$= 0.85\ (24)\ (0.8)\ (0.1603)\{(0.440 - (0.1603/2)\} * 10^3$

$= 941.4$ KN.m

➔ $\Phi Mnc = 0.82 * 941.4 = 772$ KN.m > Mu=201.4 KN.m

$\Rightarrow$ The section must be design as Singly Reinforced Concrete section:

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

$$Kn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2}$$

$$Kn = \frac{201.4*10^{-3}/0.9}{0.8*(0.44)^2} = 1.44\ N/mm^2\ (Mpa)$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(1.44)}{420}}\right) = 0.0036$$

$As_{req} = \rho * b * d = 0.0036 * 800 * 440 = 1267 mm^2$

""**Check Minimum Reinforcement** $A_{s\ min}$ **……..(ACI- 318 - 10.5.1)**

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(b)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(440) = 1027 mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(b)(d) = \frac{1.4}{420}(800)(440) = 1174 mm^2 \quad \text{(control)}$$

$A_s > A_{s\,min}$

$$\#\ \text{of bottom bars} = \frac{1267}{314} = 4.03$$

$\Rightarrow$ Select 5 Φ20 As=1570 mm^2 .

❖ **Design of Positive Moment for Beam:-**

Mu = 177 KN .m …… from Envelope shear diagram

$$C_{max} = \frac{3}{7}d$$

$$C_{max} = \frac{3}{7}*440$$

$$c = 188.6mm$$

$$a = \beta_1 \times c$$

$$a_{max} = 0.85 \times 188.6 = 160.3mm$$

$$\Phi = 0.65 + \frac{250}{3}*(0.004-0.002) = 0.82$$

$Mnc = 0.85\ f_c * b * a_{max} * (d - a_{max}/2)$

$= 0.85\ (24)\ (0.8)\ (0.1603)\{(0.440-(0.1603/2)\}*10^3$

$= 941.4$ KN.m

➔ ΦMnc =0.82*941.4 =772 KN.m > Mu=177 KN.m

⇒ The section must be design as Singly Reinforced Concrete section:

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

$Kn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2}$

$Kn = \frac{177.9*10^{-3}/0.9}{0.8*(0.54)^2} = 1.28\ N/mm^2\ (Mpa)$

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

$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(1.28)}{420}}) = 0.0031$

$As_{req} = \rho * b * d = 0.0031 * 800 * 440 = 1091 mm^2$

""**Check Minimum Reinforcement** $A_{s\ min}$ **……..(ACI- 318 - 10.5.1)**

$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(b)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(440) = 1027 mm^2$

$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(b)(d) = \frac{1.4}{420}(800)(440) = 1174 mm^2$ (control)

$A_s > A_{s\ min}$

$\#\ of\ bottom\ bars = \frac{1091}{314} = 3.47$

⇒ Select 5 Φ20 As=1570 mm^2 .

Design for shear:

$\Phi Vc = \frac{1}{6} * \Phi * \sqrt{fc'} * b * d = \frac{1}{6} * 0.75\sqrt{24} * 0.8 * 0.44 * 1000 = 215.6 KN$

Check if the dimensions are big enough:

$= \frac{1}{6} * \Phi * \sqrt{fc'} * b * d + \frac{2}{3}\Phi\sqrt{fc'} * b * d$

$= (\frac{1}{6} * 0.75\sqrt{24} * 0.8 * 0.44 + \frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 0.8 * 0.44) * 1000$

=1077.8 KN >354.9 ,dimensions are big enough.

For Vu=203.8 KN

Item 1:

$Vu < \frac{\Phi Vc}{2}$

ΦVc/2=215.6/2=107.8 KN , not item 1.

Item 2:

$\frac{\Phi Vc}{2} < Vu < \Phi Vc \rightarrow$Item 2

Minimum shear reinforcement is required.

$$\left(\frac{Av}{s}\right)_{min} \geq \frac{1}{3}\frac{bw}{Fyt} \geq \frac{1}{16}\frac{\sqrt{fc'}}{Fyt} * bw$$

$$\left(\frac{Av}{s}\right)_{min} \geq \frac{1}{3}\frac{0.8}{420} \geq \frac{1}{16}\frac{\sqrt{24}}{420} * 0.8$$

$$\left(\frac{Av}{s}\right)_{min} \geq 6.34 * 10^{-4} \geq 5.8 * 10^{-4}$$

$$\left(\frac{Av}{s}\right)_{min} = 6.34 * 10^{-4}$$

$try 4@10$

$$\frac{4 * 79 * 10^{-6}}{s} = 6.34 * 10^{-4}$$

$$s = 0.50 \rightarrow but \rightarrow s \leq \frac{d}{2} = \frac{440}{2} = 220mm \leq 600mm$$

∴ Use Φ10 ,4 legs @200mm c/c

For Vu=361.0 KN

Item 1:

$Vu < \frac{\Phi Vc}{2}$

ΦVc/2=215.6/2=107.8 KN , not item 1.

Item 2:

$\frac{\Phi Vc}{2} < Vu < \Phi Vc$

Not item 2.

Item 3:

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

$\Phi Vc \geq \frac{\Phi}{16}\sqrt{fc'} * bw * d = \frac{0.75}{16}\sqrt{24} * 0.8 * 0.44 * 1000 = 80.8KN$

$\Phi Vs_{\min} \geq \frac{\Phi}{3} bw * d = \frac{0.75}{3} * 0.8 * 0.44 * 1000 = 88KN(control)$

$\therefore \Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 215.6 + 88 = 303.6KN$

$\therefore$ not item 3

Item 4:

$\Phi Vc + \Phi Vs_{\min} < Vu < \Phi Vc + \frac{\Phi}{3}\sqrt{fc'} * bw * d$

$\Phi Vc + \frac{\Phi}{3}\sqrt{fc'} * bw * d = 215.6 + \frac{0.75}{3}\sqrt{24} * 0.8 * 0.44 * 1000 = 646.7KN$

$303.6 < 361 < 646.7$

$\therefore Item\#4$

$\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{Fy * d}$

$Vs = \frac{Vu}{\Phi} - Vc = \frac{361}{0.75} - \frac{215.6}{0.75} = 193.9KN$

$\frac{Av}{s} = \frac{193.9 * 10^{-3}}{420 * 0.44} = 1.05 * 10^{-.3}$

$Try \Phi 10, 4leg$

$\frac{4 * 79 * 10^{-6}}{s} = 1.05 * 10^{-.3} \rightarrow s = 300mm, but$

$s \leq \frac{d}{2} \leq 600$

$s \leq 600 \leq \frac{440}{2} = 220$

$\therefore$ Use Φ10 ,4 legs @200mm c/c

For Vu=337KN

Vu< $\frac{\Phi Vc}{2}$

ΦVc/2=215.6/2=107.8 KN , not item 1.

Item 2:

$\frac{\Phi Vc}{2} < Vu < \Phi Vc$

Not item 2.

Item 3:

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

$$\Phi Vc \geq \frac{\Phi}{16}\sqrt{fc'} * bw * d = \frac{0.75}{16}\sqrt{24} * 0.8 * 0.44 * 1000 = 80.8KN$$

$$\Phi Vs_{\min} \geq \frac{\Phi}{3} bw * d = \frac{0.75}{3} * 0.8 * 0.44 * 1000 = 88KN\,(control)$$

$$\therefore \Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 215.6 + 88 = 303.6KN$$

$\therefore$ not item 3

Item 4:

$$\Phi Vc + \Phi Vs_{\min} < Vu < \Phi Vc + \frac{\Phi}{3}\sqrt{fc'} * bw * d$$

$$\Phi Vc + \frac{\Phi}{3}\sqrt{fc'} * bw * d = 215.6 + \frac{0.75}{3}\sqrt{24} * 0.8 * 0.44 * 1000 = 646.7KN$$

$$303.6 < 337 < 646.7 \rightarrow \therefore Item4$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{Fy * d}$$

$$Vs = \frac{Vu}{\Phi} - Vc = \frac{337}{0.75} - \frac{215.6}{0.75} = 162KN$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{162 * 10^{-3}}{420 * 0.44} = 8.8 * 10^{-.4}$$

$$Try \Phi 10, 4leg$$

$$\frac{4 * 79 * 10^{-6}}{s} = 8.8 * 10^{-.4} \rightarrow s = 359mm, but$$

$$s \leq \frac{d}{2} \leq 600$$

$$s \leq 600 \leq \frac{440}{2} = 220$$

$\therefore$ Use Φ10 ,4 legs @200mm c/c

For Vu=291.3 KN

tem 1:

Vu< $\frac{\Phi Vc}{2}$

ϕVc/2=215.6/2=107.8 KN , not item 1.

Item 2:

$\frac{\Phi Vc}{2} < Vu < \Phi Vc$

Not item 2.

Item 3:

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

$\Phi Vc \geq \frac{\Phi}{16}\sqrt{fc'} * bw * d = \frac{0.75}{16}\sqrt{24} * 0.8 * 0.44 * 1000 = 80.8KN$

$\Phi Vs_{\min} \geq \frac{\Phi}{3} bw * d = \frac{0.75}{3} * 0.8 * 0.44 * 1000 = 88KN\,(control)$

$\therefore \Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 215.6 + 88 = 303.6KN$

$\therefore Item3$

$215.6 < 293.1 < 303.6$

Minimum shear reinforcement is required.

$\left(\frac{Av}{s}\right)_{\min} \geq \frac{1}{3}\frac{bw}{Fyt} \geq \frac{1}{16}\frac{\sqrt{fc'}}{Fyt} * bw$

$\left(\frac{Av}{s}\right)_{\min} \geq \frac{1}{3} * \frac{0.8}{420} \geq \frac{1}{16}\frac{\sqrt{24}}{420} * 0.8$

$\left(\frac{Av}{s}\right)_{\min} \geq 6.34 * 10^{-4} \geq 5.8 * 10^{-4}$

$\left(\frac{Av}{s}\right)_{\min} = 6.34 * 10^{-4}$

$try 4@10$

$\frac{4 * 79 * 10^{-6}}{s} = 6.34 * 10^{-4}$

$s = 0.50 \rightarrow but \rightarrow s \leq \frac{440}{2} = 220mm \leq 600mm$

∴ Use Φ10 ,4 legs @200mm c/c

For Vu=245 KN

Item 1:

Vu< $\frac{\Phi Vc}{2}$

ΦVc/2=215.6/2=107.8 KN , not item 1.

Item 2:

$\frac{\Phi Vc}{2} < Vu < \Phi Vc$

Not item 2.

Item 3:

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

$\Phi Vc \geq \frac{\Phi}{16}\sqrt{fc'} * bw * d = \frac{0.75}{16}\sqrt{24} * 0.8 * 0.44 * 1000 = 80.8KN$

$\Phi Vs_{\min} \geq \frac{\Phi}{3} bw * d = \frac{0.75}{3} * 0.8 * 0.44 * 1000 = 88KN(control)$

$\therefore \Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 215.6 + 88 = 303.6KN$

$\therefore Item3$

$215.6 < 245 < 303.6$

Minimum shear reinforcement is required.

$\left(\frac{Av}{s}\right)_{\min} \geq \frac{1}{3}\frac{bw}{Fyt} \geq \frac{1}{16}\frac{\sqrt{fc'}}{Fyt} * bw$

$\left(\frac{Av}{s}\right)_{\min} \geq \frac{1}{3} * \frac{0.8}{420} \geq \frac{1}{16}\frac{\sqrt{24}}{420} * 0.8$

$\left(\frac{Av}{s}\right)_{\min} \geq 6.34 * 10^{-4} \geq 5.8 * 10^{-4}$

$\left(\frac{Av}{s}\right)_{\min} = 6.34 * 10^{-4}$

$try 4@10$

$\frac{4 * 79 * 10^{-6}}{s} = 6.34 * 10^{-4}$

$s = 0.50 \rightarrow but \rightarrow s \leq \frac{440}{2} = 220mm \leq 600mm$

∴ Use Φ10 ,4 legs @200mm c/c

4-8 Design of Two Way Ribbed Slab :-

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

❖ **System : -**

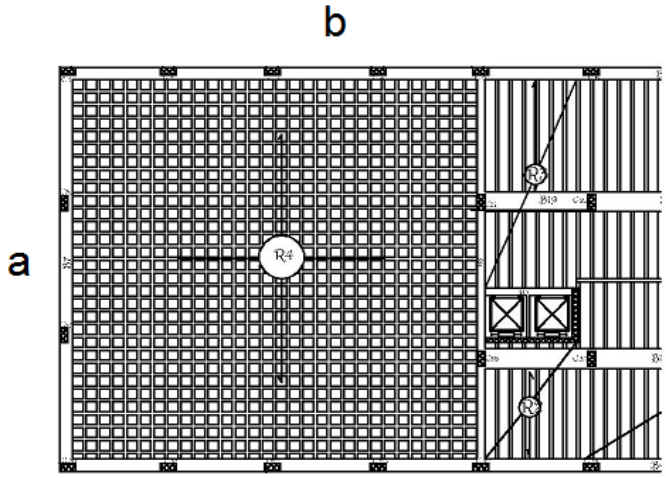


Fig.(4-8-1)

Plan of two way slab.

❖ **Section :-**

a =15.3 m

b=15.5 m

Table 10-6 Minimum Thickness of Slabs without Interior Beams (Table 9.5(c))

Yield strength, f_y MPa	Without drop panels†			With drop panels†		
	Exterior panels		Interior panels	Exterior panels		Interior panels
	Without edge beams	With edge beams††		Without edge beams	With edge beams††	
280	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{40}$	$\frac{\ell_n}{40}$
420	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$
520	$\frac{\ell_n}{28}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{34}$	$\frac{\ell_n}{34}$

According to table(9.5c):-

h=Ln/33 …….,for exterior span ACI-318-02 (9.5.c)

h= 15.5/33=0.47 m

Select h = 50cm.

bw=50/3.5=15cm

❖ **Loading :-**

Tile: 23*0.03*0.65*0.65=0.29
Mortar: 22*0.02*0.65*0.65=0.19
Sand: 16*0.07*0.65*0.65=0.47
Topping: 25*0.08*0.65*0.65=0.85
Block: 0.2*0.4*0.5*0.42=0.017
Rib: (0.65+0.5)*0.15*0.42*25=1.8
Plastering:22*0.02*0.65*0.65=0.19
Partitions:1*0.65*0.65=0.43
Total Dead Load =4.33 KN
Total Dead Load =4.33/(0.65*0.65)=10 KN/m^2
Live Load =5 KN/m^2

$$qu = 1.2*10 + 1.6*5 = 20 KN/m^2$$

Design of Shear:

$$d = 500 - 20 - 8 - 14 = 458mm$$

$$1.1\phi Vc = \frac{1}{6} * \Phi * \sqrt{fc'} * bw * d * 1.1 = 1.1 * \frac{0.75}{6}\sqrt{24} * 0.15 * 0.458 * 1000 = 42.1K$$

$$W_a = 0.5$$

$$W_b = 0.5$$

$$Vu_a = \frac{0.5}{2} * 15.5 * 15.3 * 20 * \frac{0.65}{15.5} = 49.7KN$$

$$Vu_b = \frac{0.5}{2} * 15.5 * 15.3 * 20 * \frac{0.65}{15.3} = 50.4KN$$

Item 3:

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

$$\Phi Vs_{\min} \geq \frac{0.75}{16} * \sqrt{24} * 0.15 * 0.458 * 1000 = 15.7KN$$

$$\Phi Vs_{\min} \geq \frac{0.75}{3} * 0.15 * 0.458 * 1000 = 17.2KN$$

$$42.1 < 50.4 < 42.6 + 17.2$$

$\therefore$ Minimum Shear is Required

$$\left(\frac{Av}{s}\right)_{\min} \geq \frac{\sqrt{fc'} * bw}{16 * Fy} = \frac{\sqrt{24} * 0.15}{16 * 420} = 1.1 * 10^{-4}$$

$$\left(\frac{Av}{s}\right)_{\min} \geq \frac{bw}{3 * Fy} = \frac{0.15}{3 * 420} = 1.2 * 10^{-4} \quad \text{control}$$

$$\frac{2 * 50 * 10^{-6}}{S} = 1.2 * 10^{-4}$$

$$S = 0.83m$$

but

$$s \leq \frac{d}{2} \leq 600$$

$$s \leq 600 \leq \frac{458}{2} = 229$$

$\therefore$ Use Φ8 ,2 legs @200mm c/c

❖ **Design of Moment for Two way Ribbed Slab(Simply Supported):**

$$m = \frac{la}{lb} = \frac{15.3}{15.5} \approx 1$$

$$Ca_{neg} = 0$$

$$Cb_{neg} = 0$$

$$Ca_{D,.L} = 0.036$$

$$Cb_{D,.L} = 0.036$$

$$Ca_{L,.L} = 0.036$$

$$Cb_{L,.L} = 0.036$$

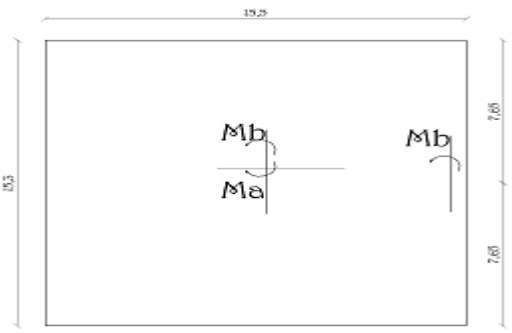


Fig.(4-8-2)

$$Ma_{Pos} = 0.036*12*15.3^2*0.65 + 0.036*8*0.65*15.3^2* = 110KN.m$$
$$Mb_{Pos} = 0.036*12*15.5^2*0.65 + 0.036*8*0.65*15.5^2* = 113KN.m$$

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

$$Kn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2}$$

$$Kn = \frac{113*10^{-3}/0.9}{0.650*0.458^2} = 0.92 \text{ (Mpa)}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.92)}{420}}\right) = 0.0022$$

$As_{req} = \rho * b * d = 0.0022 * 650 * 458 = 669mm^2$

""Check Minimum Reinforcement A_s min ……..(ACI- 318 - 10.5.1)

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(b)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(150)(458) = 201mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(b)(d) = \frac{1.4}{420}(150)(458) = 229mm^2 \quad \text{(control)}$$

$A_s > A_{s\,min}$

$$\#\text{ of bottom bars} = \frac{669}{314} = 2.2$$

$\Rightarrow$ Select 2 Φ20 $As = 628mm^2$.

*****Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

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

$2*314*420 = 0.85*24*650*a$

$a = 20mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{20}{0.85} = 23.4mm$$

β=0.85….. $f_c < 28$MPa ……. ACI (10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{458 - 23.4}{152.1} \times 0.003 = .056$$

$$\varepsilon_s = 0.056 > 0.005$$

Load on Beam 1:

D.L=7.9*1.2*10=95KN/m
L.L=7.9*1.6*5=63.2KN/m
Self Weight of Beam=0.5*0.5*25=6.25KN/m
Weight of Wall=0.3*25*3.55=26.6KN/m

Load on Beam 9:

D.L=7.9*1.2*10=95KN/m
L.L=7.9*1.6*5=63.2KN/m
Self Weight of Beam=0.5*0.5*25=6.25KN/m
Weight of Wall=0.3*25*3.55=26.6KN/m

4-9 Stair Design:-

4-9-1 Design of Stair #1 :-

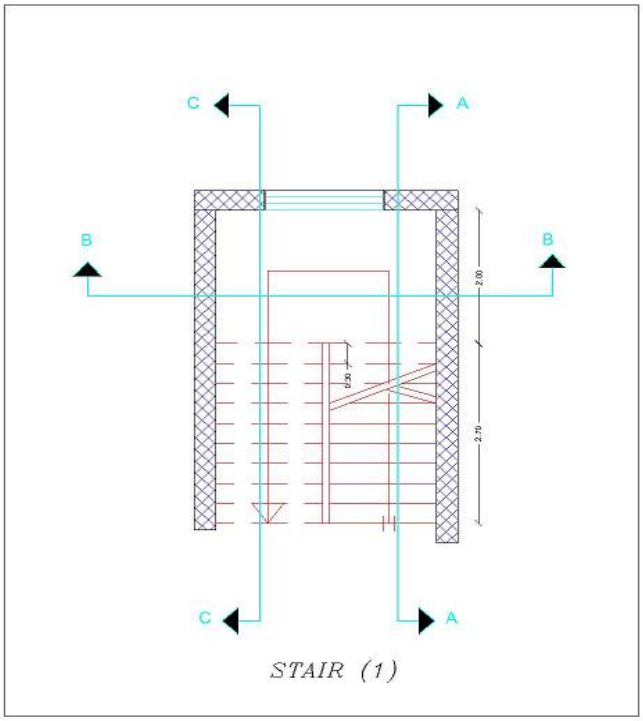


Fig.(4-9-1)

L=2.7+1.0=3.7m

h=3.7/20=0.185m

***Use h= 20 cm

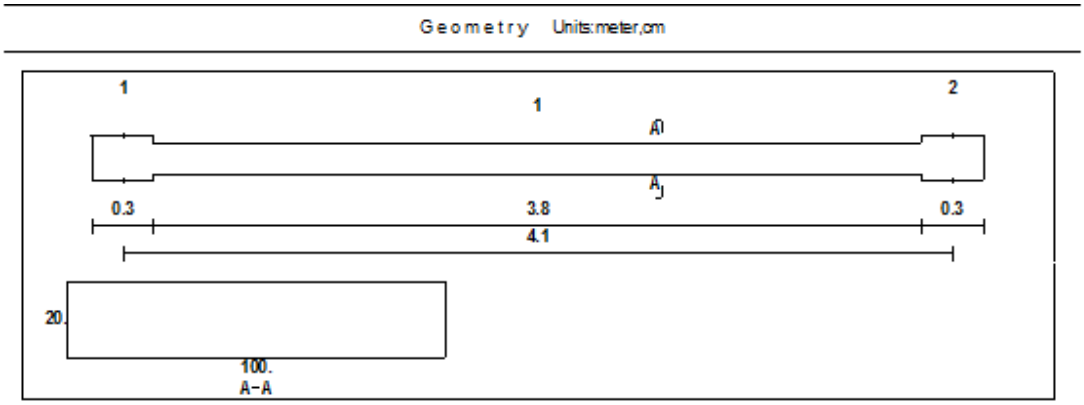
Flight Load calculation:-

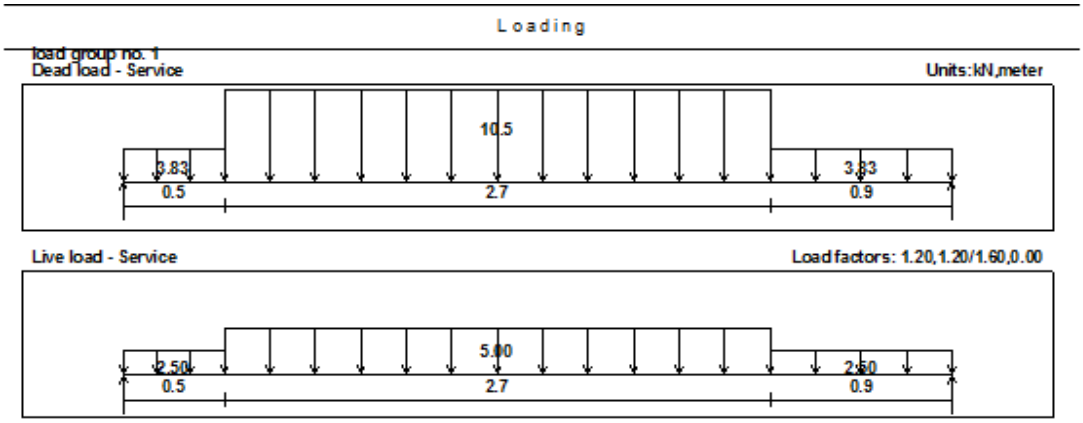
- **Dead Load:-**
  - Tiles = 0.03*(0.33+0.17)*(24/0.30) = 1.2 KN/m^2.
  - Mortar =(0.17+0.3)* 0.02*(22/0.3) = 0.68 KN/ m^2.
  - Stairs = ((0.5*b*h)*25=(0.5*0.3*0.17*25)\0.3= 2.125 KN/ m^2.
  - Slab = 0.20 *25/ Cos 33=6 KN/ m^2.
  - Plaster = (0.02*22)/ (Cos33) 0.25 KN/ m^2.

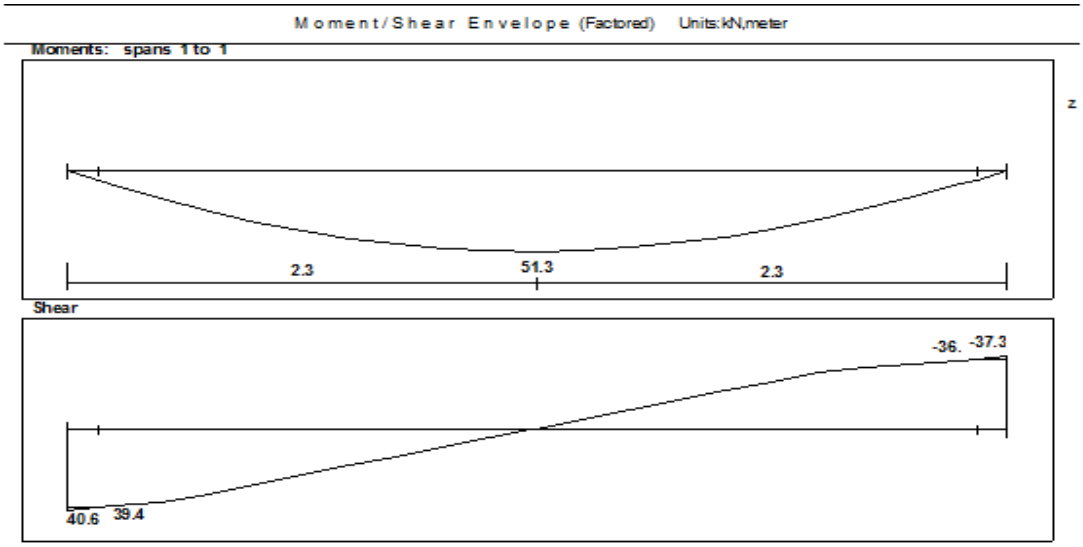
Total dead load = 10.5 KN/m

- **Live load:-**

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







Design of Bending:-

Calculate the magnitude of the maximum moment by using the shear diagram.

d = 200-20 -7 = 173 mm..

Mu = 51.3 kN.m/m

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

$$R_n = \frac{51.3*10^{-3}/0.9}{1*0.173^2} = 1.90$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(1.95)}{420}}\right) = 0.0049$$

$A_{s\ req} = \rho bd = 0.0049*\ 1000*173 = 845\ mm^2/m$

Use $As_{req} = 854\ mm^2$.

Use Φ 14 @ 17.5cm for main reinforcement

$A_{s\ min} = 0.0018*1000*200=360\ mm^2$

Use Φ 10 @ 20cm for transverse reinforcement

4.9.1.6. Design of shear:-

Vu = 36 KN .

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

$$\phi Vc = \frac{0.75*\sqrt{24}*1*0.173}{6} = 106\ KN$$

Vu = 36 KN < Ø.Vc = 106 KN .

No shear Reinforcement is required.

Landing Load calculation:-

- **Dead Load:-**
  - Tiles = 0.03*22 = 0.66 KN/m^2.
  - Mortar = 0.02*22= 0.44 KN/ m^2.
  - Sand = 0.07*16= = 1.12 KN/ m^2.
  - Slab = 0.2*25= 5 KN/ m^2.
  - Plastering = 0.02 *22=0.44 KN/ m^2.

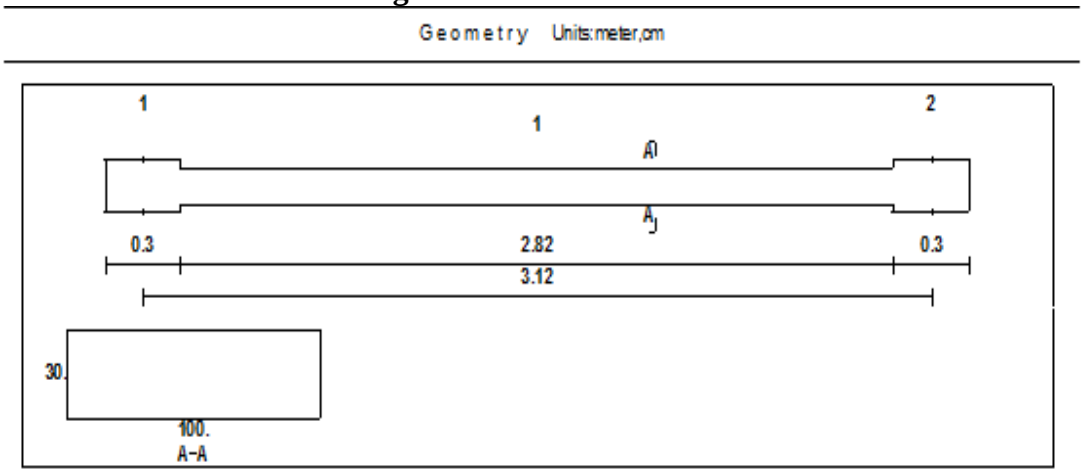
dead load = 7.66 KN/m

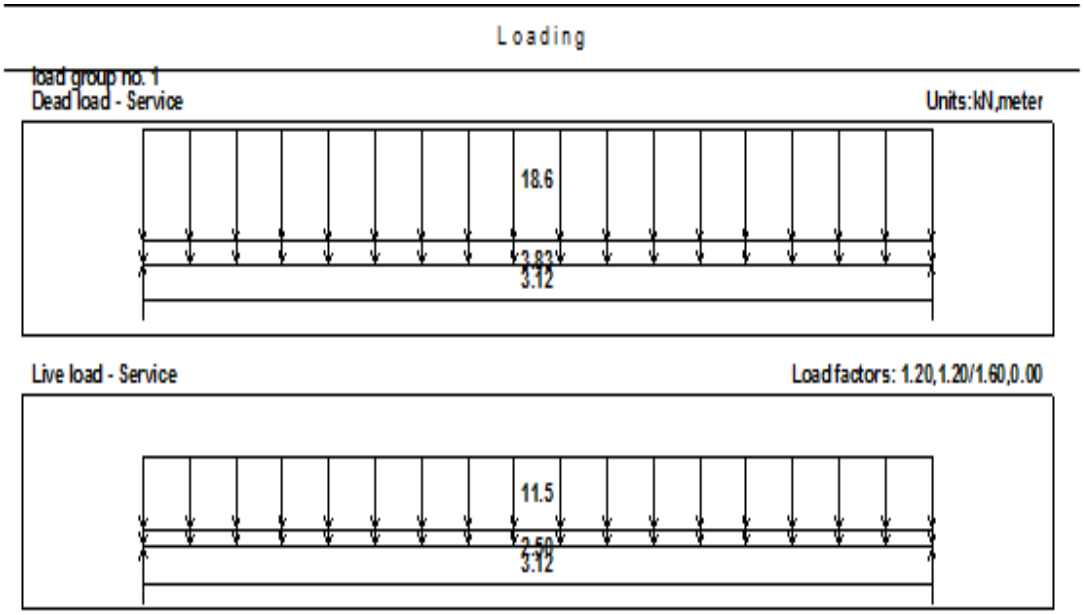
Additional dead load from flight=18.6KN/m

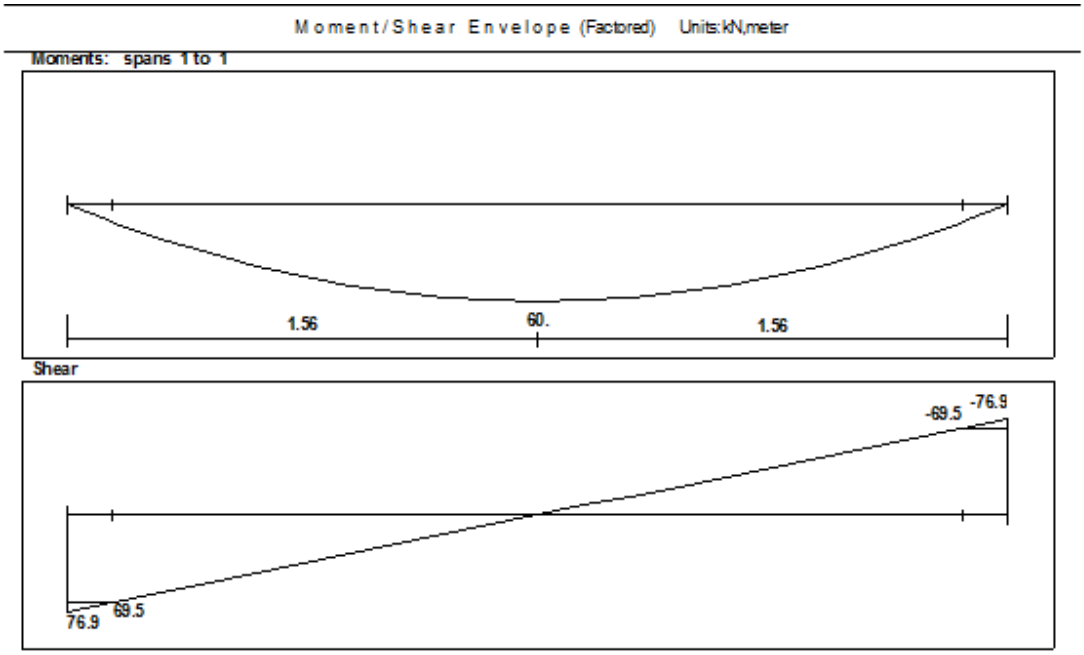
- **Live load:-**

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

Additional live load from flight=11.5KN/m







Design of Bending:-

Calculate the magnitude of the maximum moment by using the shear diagram.

d = 200-20 -7 =170 mm..

Mu =60 kN.m/m

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

$$R_n = \frac{60 * 10^{-3} / 0.9}{1 * 0.17^2} = 2.2$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(2.2)}{420}}\right) = 0.0056$$

$A_{s\ req} = \rho bd = 0.0056 * 1000 * 170 = 957 mm^2/m$

Use $As_{req} = 957 mm^2$.

Use Φ 12 @ 10cm for main reinforcement

$A_{s\ min} = 0.0018 * 1000 * 200 = 360\ mm^2$

Use Φ 10 @ 20 cm for transverse

Design of shear:-

Vu = 69.5 KN .

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

$$\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1 * 0.173}{6} = 106\,KN$$

Vu = 69.5 KN < Ø.Vc = 106 KN .

No shear is required.

4-9-2 Design of Stair#2 :-

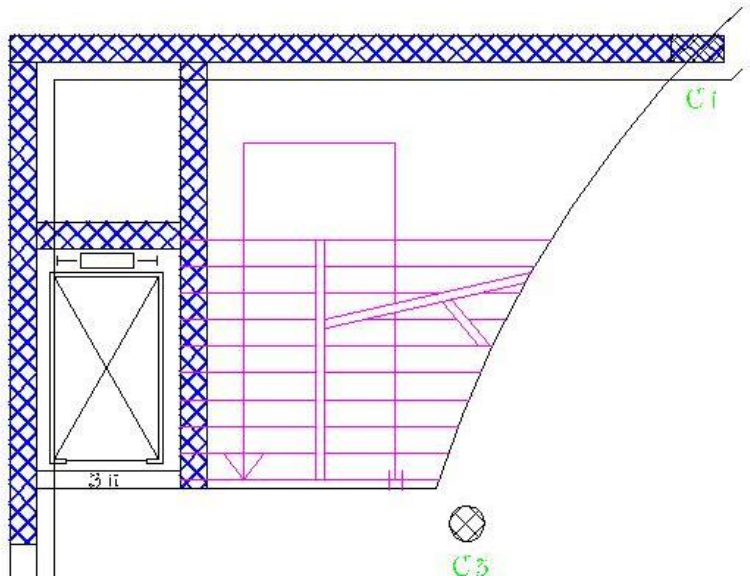


Fig.(4-9-2).
Stair (2)

L=2.7+1.0=3.7m

h=3.7/20=0.185m

***Use h= 20 cm

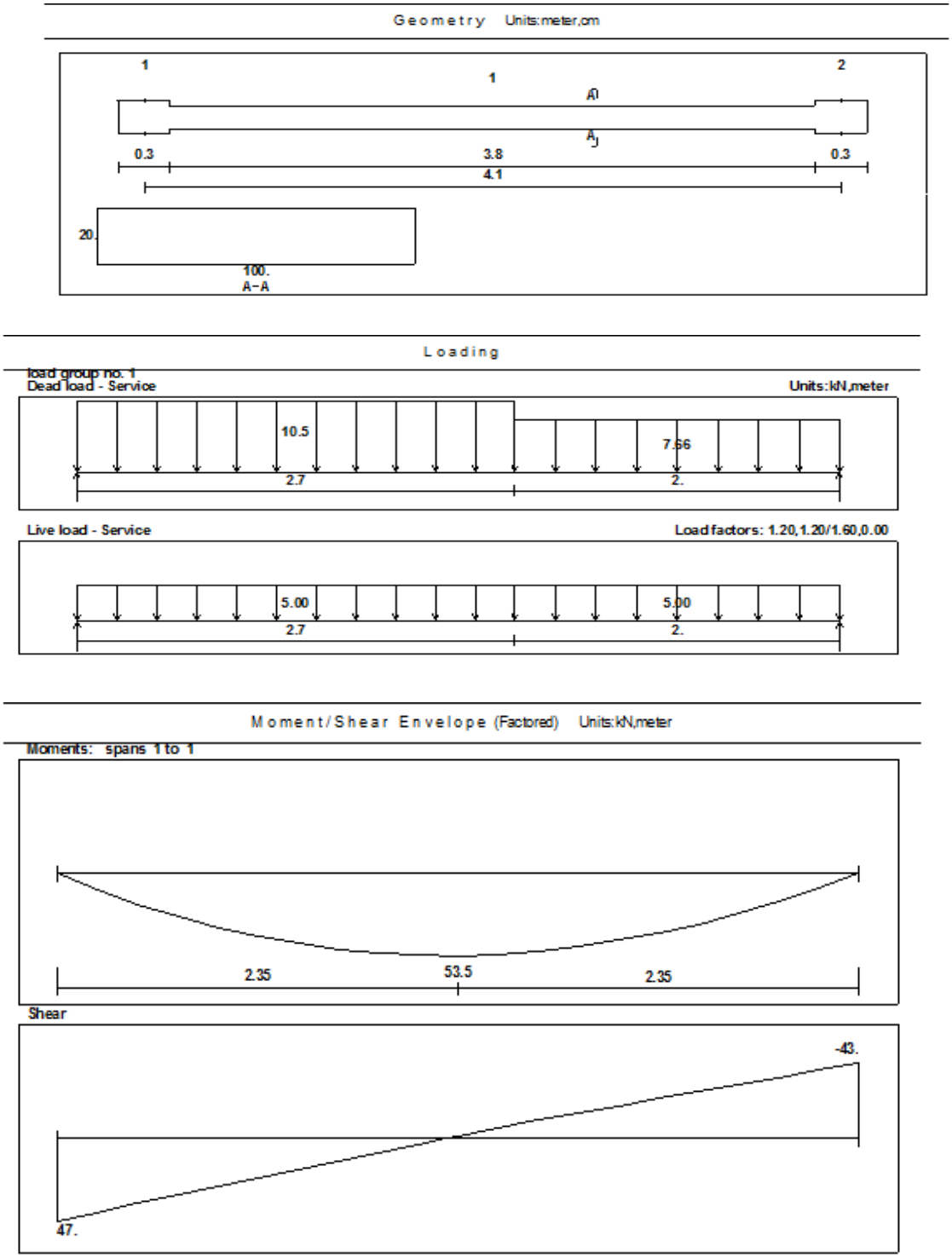
Flight Load calculation:-

- **Dead Load:-**
  - Tiles = 0.03*(0.33+0.17)*(24/0.30) = 1.2 KN/m^2.
  - Mortar =(0.17+0.3)* 0.02*(22/0.3) = 0.68 KN/ m^2.
  - Stairs = ((0.5*b*h)*25=(0.5*0.3*0.17*25)\0.3= 2.125 KN/ m^2.
  - Slab = 0.20 *25/ Cos 33=6 KN/ m^2.
  - Plaster = (0.02*22)/ (Cos 33) = 0.25 KN/ m^2.

Total dead load = 10.5 KN/m

❖ **Live load:-**

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



Design of Bending:-

Calculate the magnitude of the maximum moment by using the shear diagram.

d = 200-20 -7 = 173 mm..

Mu = 53.5 kN.m/m

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

$$R_n = \frac{53.5 * 10^{-3} / 0.9}{1 * 0.173^2} = 2.0$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(2)}{420}}\right) = 0.0049$$

$A_{s\ req} = \rho bd = 0.0049 * 1000 * 173 = 845\ mm^2/m$

Use $As_{req} = 854\ mm^2$.

Use Φ 14 @ 17.5cm for main reinforcement

$A_{s\ min} = 0.0018 * 1000 * 200 = 360\ mm^2$

Use Φ 10 @ 20cm for transverse reinforcement

Design of shear:-

Vu = 36 KN .

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

$$\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1 * 0.173}{6} = 106\ KN$$

Vu = 36 KN < Ø.Vc = 106 KN .

No shear Reinforcement is required.

Landing Load calculation:-

- **Dead Load:-**
  - Tiles = 0.03*22 = 0.66 KN/m^2.
  - Mortar = 0.02*22= 0.44 KN/ m^2.
  - Sand = 0.07*16= = 1.12 KN/ m^2.
  - Slab = 0.2*25= 5 KN/ m^2.
  - Plastering = 0.02 *22=0.44 KN/ m^2.

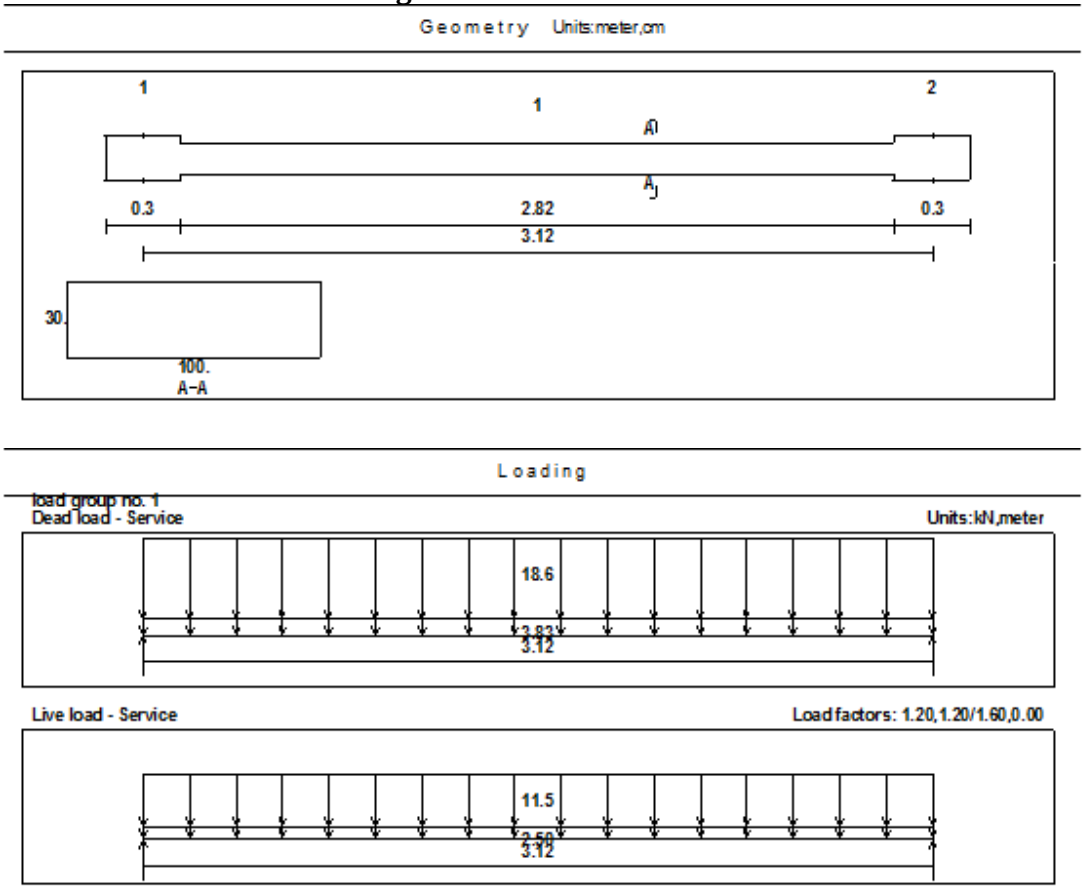
dead load = 7.66 KN/m

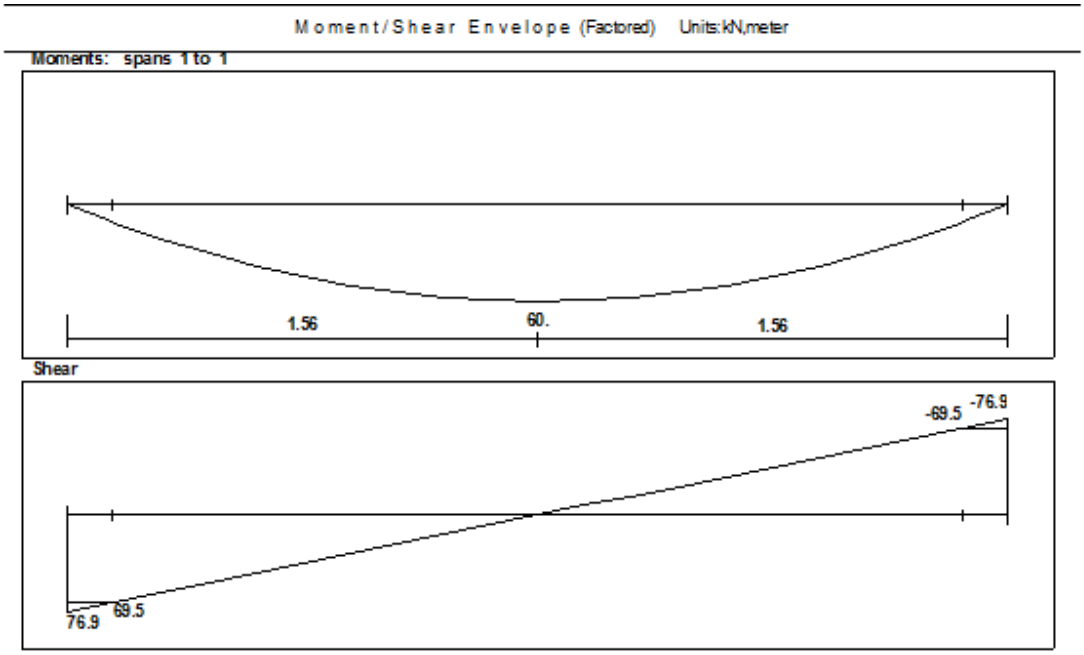
Additional dead load from flight=18.6KN/m

- **Live load:-**

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

Additional live load from flight=11.5KN/m





Design of Bending:-

Calculate the magnitude of the maximum moment by using the shear diagram.

d = 200-20 -7 = 170 mm..

Mu = 60 kN.m/m

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

$$R_n = \frac{60 * 10^{-3} / 0.9}{1 * 0.17^2} = 2.2$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(2.2)}{420}}\right) = 0.0056$$

$A_{s\ req} = \rho bd = 0.0056 * 1000 * 170 = 957 mm^2/m$

Use $As_{req} = 957 mm^2$.

Use Φ 12 @ 10cm for main reinforcement

$A_{s\ min} = 0.0018 * 1000 * 200 = 360\ mm^2$

Use Φ 10 @ 20 cm for transverse

Design of shear:-

Vu = 69.5 KN .

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

$$\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1 * 0.173}{6} = 106\,KN$$

Vu = 69.5 KN < Ø.Vc = 106 KN .

No shear Reinforcement is required.

4-9-3 Design of Stair #3 :-

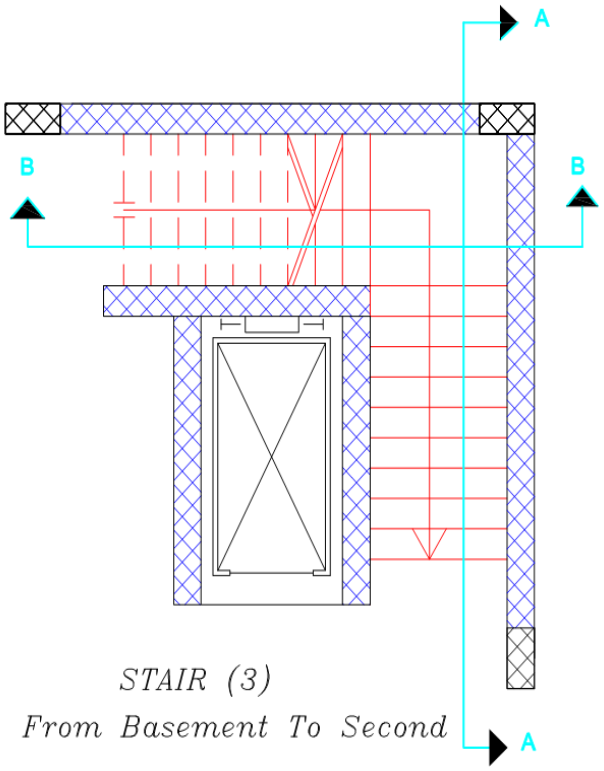


Fig.(4-9-3)

L=2.7+1.0=3.7m

h=3.7/20=0.185m

***Use h= 20 cm

Flight Load calculation:-

- **Dead Load:-**
  - Tiles = 0.03*(0.33+0.17)*(24/0.30) = 1.2 KN/m^2.
  - Mortar =(0.17+0.3)* 0.02*(22/0.3) = 0.68 KN/ m^2.
  - Stairs = ((0.5*b*h)*25=(0.5*0.3*0.17*25)\0.3= 2.125 KN/ m^2.
  - Slab = 0.20 *25/ Cos 33=6 KN/ m^2.
  - Plaster = (0.02*22)/ (Cos 33) = 0.52 KN/ m^2.

Total dead load = 10.5 KN/m

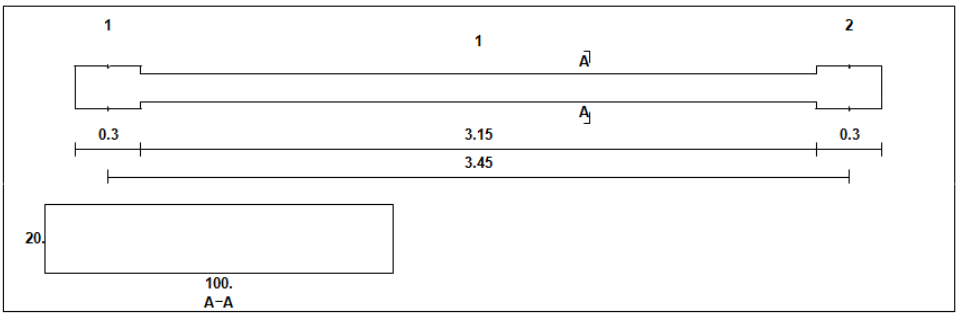
- **Live load:-**

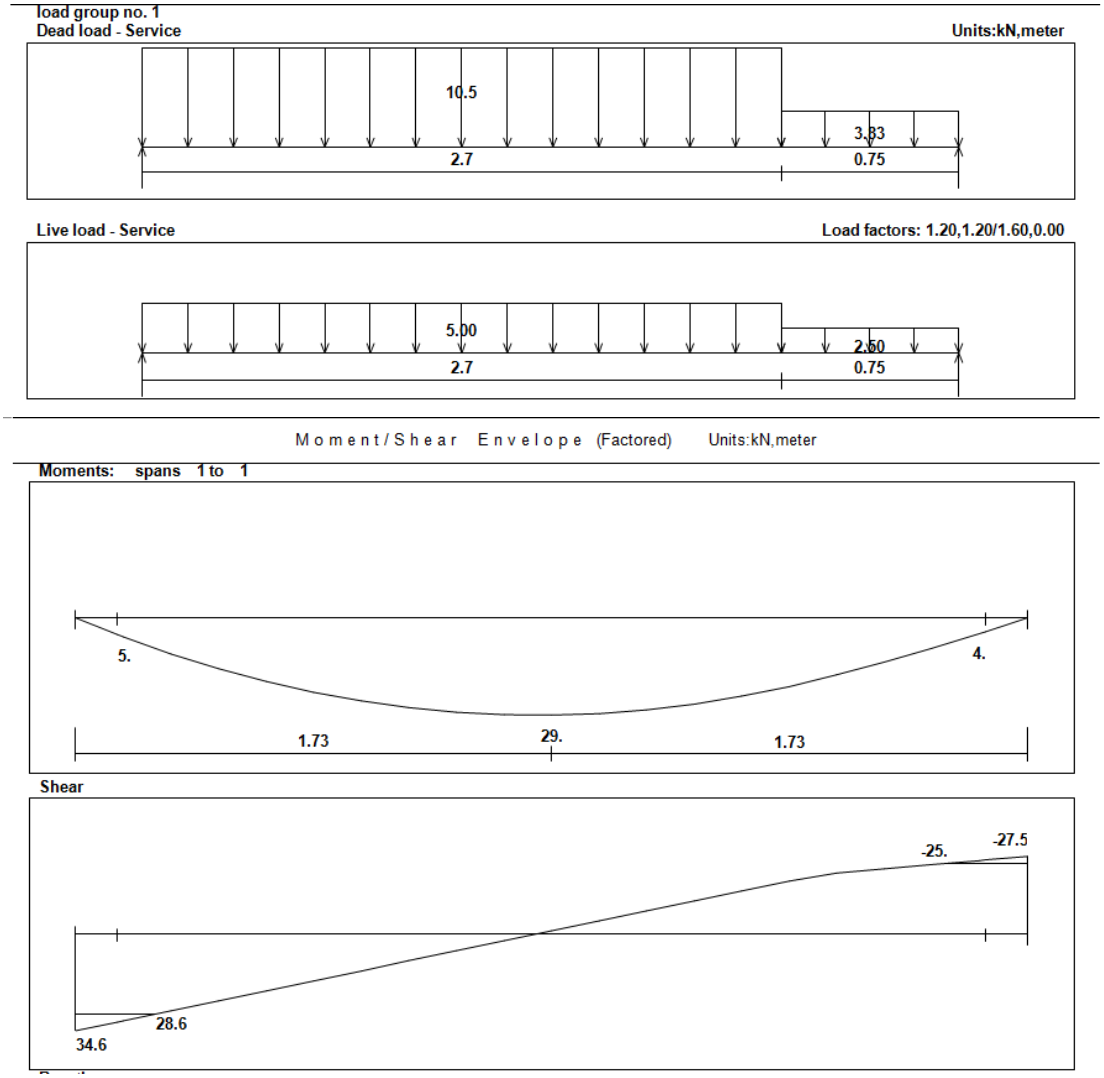
Live load for stairs =5 KN/ m^2.

Landing Dead Load calculation:-

Tiles =0.3*22*1
Mortar =0.02*22*1
Sand =0.07*16
Concrete =0.2*25*1
Plastering =0.02*22*1

=7.66 KN/m





Design of Bending:-

Calculate the magnitude of the maximum moment by using the shear diagram.

d = 200-20 -7 = 173 mm..

Mu = 29 kN.m/m

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

$$R_n = \frac{29*10^{-3}/0.9}{1*0.173^2} = 1.08$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(1.08)}{420}}\right) = 0.0026$$

$A_{s\ req} = \rho bd = 0.0026 * 1000 * 173 = 450\ mm^2/m$

Use Φ 10 @ 15cm for main reinforcement

$A_{s\ min} = 0.0018 * 1000 * 200 = 360\ mm^2$

Use Φ 10 @ 20cm for transverse reinforcement

4.9.1.6. Design of shear:-

Vu = 28.6 KN .

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

$$\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1 * 0.173}{6} = 106\ KN$$

Vu = 28.6 KN < Ø.Vc = 106 KN .

No shear Reinforcement is required.

9-10 Design of Column:-

9-10-1 Design of Col #6(In Basement Floor):

Dead load from (*Beam 2*)(basement Slab&3rd Slab)=247.8*2=495.6 KN

Live load from (*Beam 2*) (basement Slab&3rd Slab)=60.9*2=121.8 KN

Dead load from (*Beam 2*) (ground,1st,2nd Slab)=137*3=411 KN

Live load from (*Beam 2*) (ground,1st,2nd Slab)=37*3=111 KN

Self Weight of Columns=25*0.6*0.3*(3.73+3.73+3.46+2.5+2.5)=72 KN

Total Dead Load=495.6+411+72=979 KN

Total Live Load=121.8+111=233 KN

$Pu = 1.2 * 979 + 1.6 * 233 = 1548KN$

$Lu = 3.73$

$*** Assume\ \rho g = 0.015$

$*** B\text{raced column}$

$Pn = 0.8Ag(0.85 fc^{'}(1 - \rho g) + \rho g * fy)$

$Pn = \dfrac{1548}{0.65} = 2382KN$

$2.382 = 0.8Ag(0.85 * 24(1 - 0.015) + 0.015 * 420)$

$Ag = 0.113cm^2$

$Use\ 60 * 30 = 0.18\ m^2$

Check Slenderness Effect:

$$\left(\frac{k.L_u}{r}\right) \le (34 - 12\left(\frac{M_1}{M_2}\right)) \le 40 \ldots\ldots\ldots\ldots ACI.10 - 12 - 2$$

$L_u : Actual\ unsup ported (unbraced) length$

$K : effective length\ factor$

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

$$\frac{K * Lu}{rx} = \frac{1 * 3.73}{0.3 * 0.3} = 41.4$$

$$\frac{K * Lu}{ry} = \frac{1 * 3.73}{0.3 * 0.6} = 20.7$$

$\Rightarrow$ **Long Column in Y Direction.**

$\Rightarrow$ **Short Column in X Direction.**

*****The Long Column Case Used To Design.**

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

$$E_c = 4750\sqrt{fc'} = 4750*\sqrt{24} = 23270Mpa$$

$$\beta_d = \frac{1.2*979}{Pu} = \frac{(1175)}{1548} = 0.76$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.3*0.6^3}{12} = 0.0054m^4$$

$$EI = \frac{0.4*23270*10^6*0.0054}{1+0.76} = 28.6MN.m^2$$

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

$$P_c = \frac{3.14^2*28.6}{(1.0*3.73)^2} = 20.2MN.$$

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

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

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

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1-(1548/0.75*20.2*10^3)} = 1.1 > 1$$

$$e_{\min} = 15+0.03*h = 15+0.03*600 = 33mm = 0.033m$$

$$e = e_{\min} \times \delta_{ns} = 0.033*1.1 = 0.0363$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.0363}{0.6} = 0.0605$$

$From\ Interaction\ Diagram$

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{1548}{0.6\times 0.3} \times \frac{145}{1000} = 1.25\ \ Ksi$$

$$\rho_g = 0.01$$

$A_s = \rho_g \times A_g = 0.01 \times 600 \times 300 = 1800\ mm^2$`

$Use \phi 25, A_s = 314 mm^2$

$\therefore Use 6\phi 25$

$A_s = 6 * 314 = 1884 mm^2$

9-10-2 Two Way Shear Action(Punching):

Interior Column(In Third Floor):

Design of Column(C 28) :

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

Circular Column D=50cm

Slab Thickness =32cm

$d = 320 - 20 - 20 = 280 mm$

$Ln = 2.75$

$*** Dead\ Load = 4.2 KN/m^2$

$*** Live Load = 5 KN/m^2$

$*** \text{Support Reaction} = 372 KN$

$Wu = 1.2 * 4.2 + 1.6 * 5 = 13.04 KN/m^2$

$r = 250 + 140 = 390 mm$

$b_\circ = 2\pi r = 2 * \pi * 0.39 = 2.45 m$

$A = \pi * 0.390^2 = 0.478 m^2$

$Vu = 372 - (0.478 * 13.04) 365$

$$Vc \le \frac{1}{6}(1 + \frac{4}{\beta c})\sqrt{fc'} b_\circ * d = \frac{1}{6}(1+2)\sqrt{fc'} b_\circ * d = 0.5\sqrt{fc'} b_\circ * d$$

$$Vc \le \frac{1}{12}(\frac{\alpha s * d}{b_\circ} + 2)\sqrt{fc'} b_\circ * d = \frac{1}{12}(\frac{40 * 0.28}{2.45} + 2)\sqrt{fc'} b_\circ * d = 0.54\sqrt{fc'} b_\circ * d$$

$$Vc \le \frac{1}{3}\sqrt{fc'} b_\circ * d = 0.333\sqrt{fc'} b_\circ * d \rightarrow control$$

$\phi Vc = 0.75 * 0.333\sqrt{24} * 2.45 * 0.28 * 1000 = 839.3 KN > 365$

4-11Design of Footing:-

4-11-1Design of strip Footing:-

❖ **Materials :-**

Concrete B350 , Fc' = 0.8*35 = 28N/mm^2 =28Mpa
Reinforcement Steel , fy = 420 N/mm^2 =420 Mpa

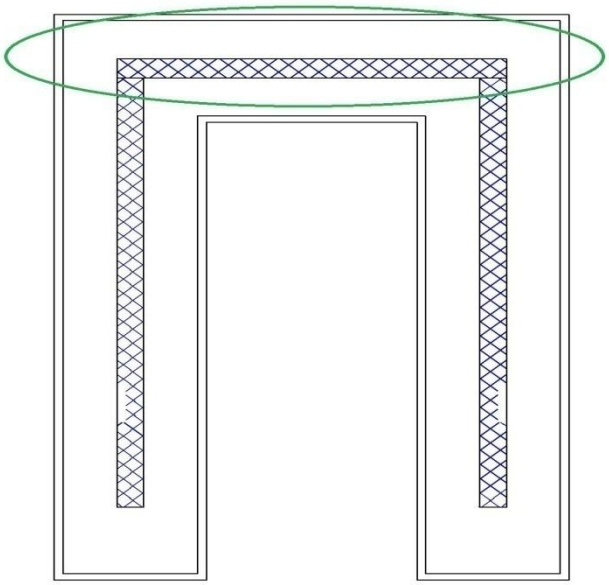


Fig (4-11-1)

Plan of strip footing.

Determination of load:-

From slab and Wall Weight :
Dead:
Weight from "Etabs" =270KN/m
Live:
Weight from "Etabs" =30KN/m
Soil density = 18 KN/m^3.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m2.

Assume depth of strip =70cm.

Q $_{allow}$ =400 - (0.7*25+0.15*25) – (0.6*18) -5= 363 KN/m^2

⇒ For one meter strip

$$b = \frac{300}{363} = 0.8\,m$$

b = 1.0 m ,

assume h= 70 cm

d= 700 – 75 – 20 = 605 mm

$$q_{ultimate} = \frac{372}{1.0*1.0} = 372KN/m^2 > 363KN/m^2$$

Check of One Way Shear:-

$$Vu = \left(\frac{1.0-0.3}{2} - 0.605\right) \times 372*1 = 94KN$$

$$\phi Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{28} \times 1 \times 0.605 \times 10^3 = 400KN$$

$$\phi Vc > Vu \quad OK$$

Design of Bending Moment:-

(for 1.0m Strip)

$$Mu = \frac{372 * 0.6^2}{2} = 186\,KN.m$$

$$\text{Kn} = \frac{\phi Mn}{bd^2} = \frac{186 * 10^{-3} / 0.9}{1 * 0.605^2} = 0.6Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{17.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.6 \times 0.6}{420}}\right) = 0.00145$$

$$As_{\text{Req.}} = \rho * b * d = 0.00145 * 605 * 1000 = 880 \ mm^2$$

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

$$As_{\text{Req.}} = 880 > As_{Shrinkage} = 540mm^2$$

Use Φ 12@12.5cm **in both directions**

Check of strain:-

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$880*420=0.85*28*1000*a$$

$$a=15.5mm$$

$$c=\frac{a}{\beta_1}=\frac{15.5}{0.85}=18.2mm$$

$$\varepsilon_s=\frac{605-18.2}{18.2}\text{X}0.003$$

$$\varepsilon_s=0.096>0.005$$

$$\Rightarrow \text{OK}$$

4-11-2 Design of Isolated footing(F1):-

❖ **Materials :-**

Concrete B350 , Fc' = 0.8*35 = 28N/mm^2 =28Mpa

Reinforcement Steel , fy = 420 N/mm^2 =420 Mpa

Load Calculation(For C5 in ribbed slab region):-

P(Dead)=1669 KN

P(Live)=393 KN

Pu = 2632 KN

Soil weight = 18KN/m^2

Column geometry 60 *30 cm

Allowable soil pressure = 400 KN/m^2

Design of Footing Area:-

$q_{all\ net}$ = 400-(0.6*18)-(0.6*25+0.15*25)-5= 370 KN/m^2

Area (A) = Total load / Allowable Soil Pressure

$$=\frac{1669+393}{370}=5.6m^2$$

Try 2.8 * 2.5 Area = 7.0 m^2

Pu = 1.2*1669+1.6*393=2632 KN

$$q_{ultimate}=\frac{1.2*1669+1.6393}{2.80*2.5}=376KN/m^2>370KN/m^2$$

Thickness Determination:-

Assume h = 60 cm ….. d = 600-75-20 = 505 mm

❖ **Check for One Way Shear Action**

$$Vu = \left(\frac{2.80-.6}{2} - 0.505\right) \times 376 * 2.80 = 624.4KN$$

$$\phi Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{28} \times 2.80 \times 0.505 \times 10^3 = 935.3KN$$

$$\phi Vc > Vu \quad OK$$

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

$h = 600mm$

$d = 505mm$

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

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

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

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

Where:

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{60}{30} = 2$$

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

$b_\circ = (0.505+0.6)*2+(0.505+0.3)*2 = 3.82m$

$\alpha_s = 40$ for interior column

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{2.0}\right)*\sqrt{28}*3.82*0.505*10^3 = 2552kN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.505}{3.82}+2\right)*\sqrt{28}*3.82*0.555*10^3 = 4712kN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{28}*3.82*0.505*10^3 = 2552\ kN\ control$$

$$Vu = \left[(2.80*2.5)-(0.3+.505)(0.6+0.505)\right]*376 = 2298kN$$

$\phi VC > Vu$ ok

Design for Bending Moment.

***In 2.8 m direction

$$Mu = 376*\frac{(2.8-.6)}{2}*\frac{(2.8-.6)}{4}*2.5 = 570KN.m$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*28} = 17.6$$

$$\text{Kn} = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{570*10^{-3}/0.9}{2.80*(0.505)^2} = 0.9 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{17.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(17.6)(0.9)}{420}}\right) = 0.00219$$

$$As_{req} = 0.00219\ (2800)\ (505) = 3097\ mm^2$$

$$\rho_{min} = 0.0018$$

$$A_{s\ min} = 0.0018\ (2800)\ (600) = 3024\ mm^2$$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 2595/154 = 21.1

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 14}$ = 154 mm²

Use 22Φ 14 As provided = 3234mm²

***In 2.5m direction

$$Mu = 376*\frac{(2.5-.6)}{2}*\frac{(2.5-.6)}{4}*2.8 = 475KN.m$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*28} = 17.6$$

$$\text{Kn} = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{475*10^{-3}/0.9}{2.50*(0.505)^2} = 0.8 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{17.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(17.6)(0.8)}{420}}\right) = 0.00194$$

As_{req} = 0.00203(2500) (505) = 2450 mm^2

ρ_{min} = 0.0018

$A_{s\,min}$ = 0.0018 (2500) (600) = 2700 mm^2

# of bars = As/ As_{bar} = 2700/154 = 18.1

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 14}$ = 154 mm²

Use 20Φ 14 As provided = 3080mm²

❖ **Check for yielding:-**

Tension = Compression

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

$3234 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 28 * 2.80 * a$

$a = 20.3mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{20.3}{0.85} = 24mm$

$\varepsilon_s = \frac{505 - 24}{24} * 0.003 = 0.06$

$\varepsilon_s = 0.06 > 0.005$ .....OK

❖ **Check transfer of load at base of column:**

$\Phi Pn = \Phi(0.85 fc' Ag)$

$\Phi Pn = 0.65(0.85)(28)(0.6 * 0.3) * 10^3 = 2785\,kN >$ Pu =2632 KN.

No dowels are required, but use minimum dowels.

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

Use the column bars as a dowels

Select 20Φ18

$As_{Provided} = 45cm^2 > As_{Req.} = 9cm^2$

Use 20 Φ 18 dowels As Provided = 45 cm2

❖ **Development Length (L_d):-**

$$Ld = \frac{9}{10} \frac{fy}{\gamma \sqrt{fc}} \frac{\omega t * \omega e * \omega s}{\frac{ktr + cb}{db}} * db$$

Cb=75+14/2=82mm

Ld=$\frac{9}{10}\frac{420}{\sqrt{28}}\frac{1.0*1.0*0.8}{\frac{0+82}{14}} * 14 = 137\ mm$

Available Ld =(2800-600)/2 – 75 = 1025>137 mm

OK.

Ldb= $\frac{fy}{4\sqrt{fc'}} \times d_b$

Ldb= $\frac{420}{4\sqrt{28}} \times 18 = 1270\ mm$ control

But not less than:

Ldb = 0.04(fy) d_b =0.04(420)*16 =268.8 mm

Available Ld =h-cover-db=60-7.5-2*1.6=74.3 cm

74.3 > 12.7 ……. OK

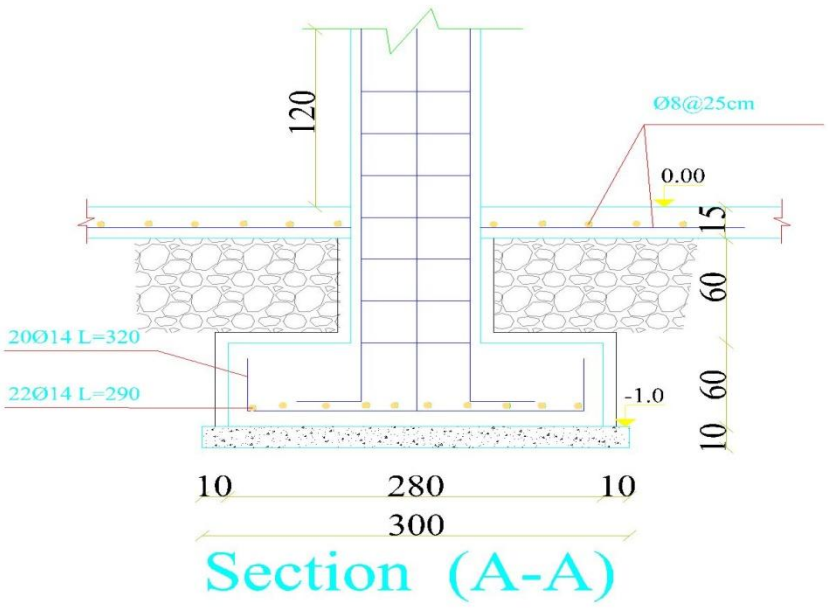


Fig.(4-11-2)

Section (A-A) in Isolated Footing.

4-12Design of Basement Wall:-

- **Position :-**
  Basement Wall (BW) .
- **Material :-**
  Concrete B300 , Fc' = 0.8*30= 24 N/mm^2 =24Mpa
  Reinforcement Steel , fy = 420 N/mm^2 =420 Mpa
- **System :-**

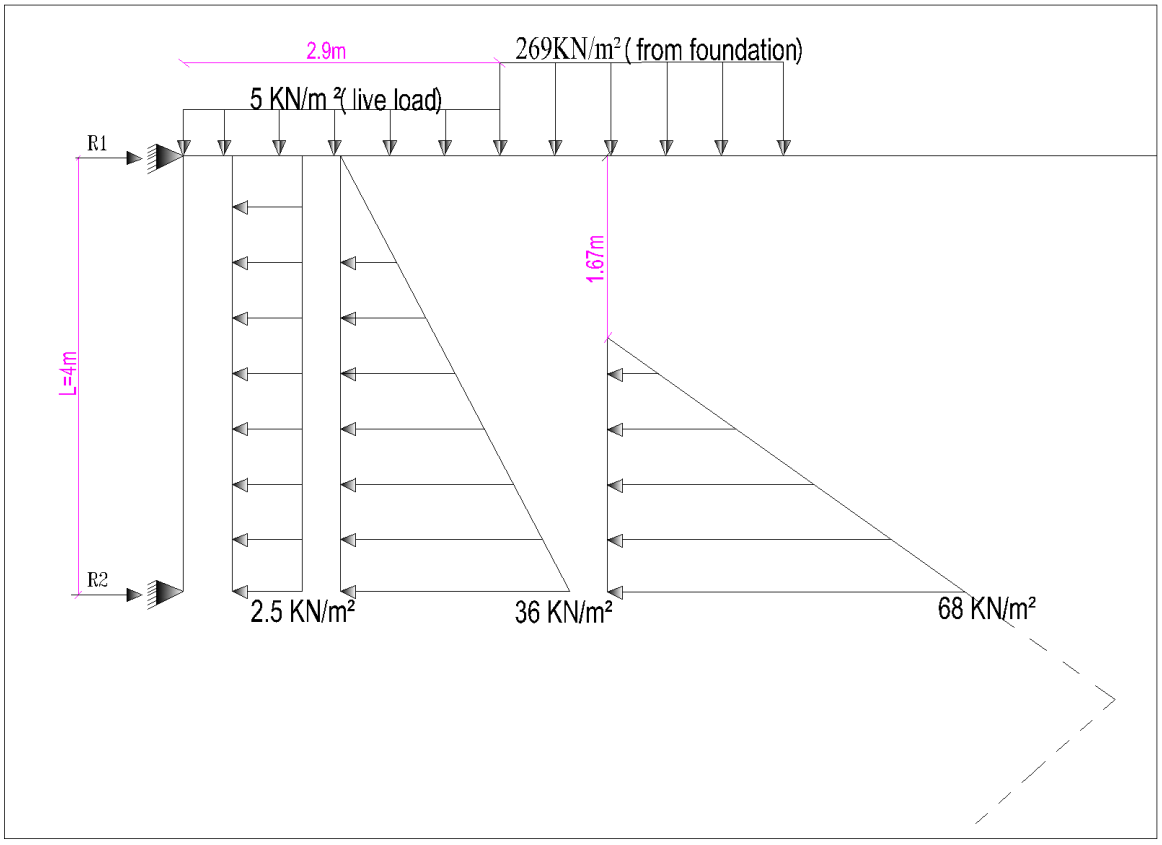


Fig.(4-12-1).

Load on Basement wall

❖ **Loading :-**

Load calculation

$\phi = 30°$

$K_0 = 1 - \sin 30 = 0.5$

$\gamma = 18KN/m^3$

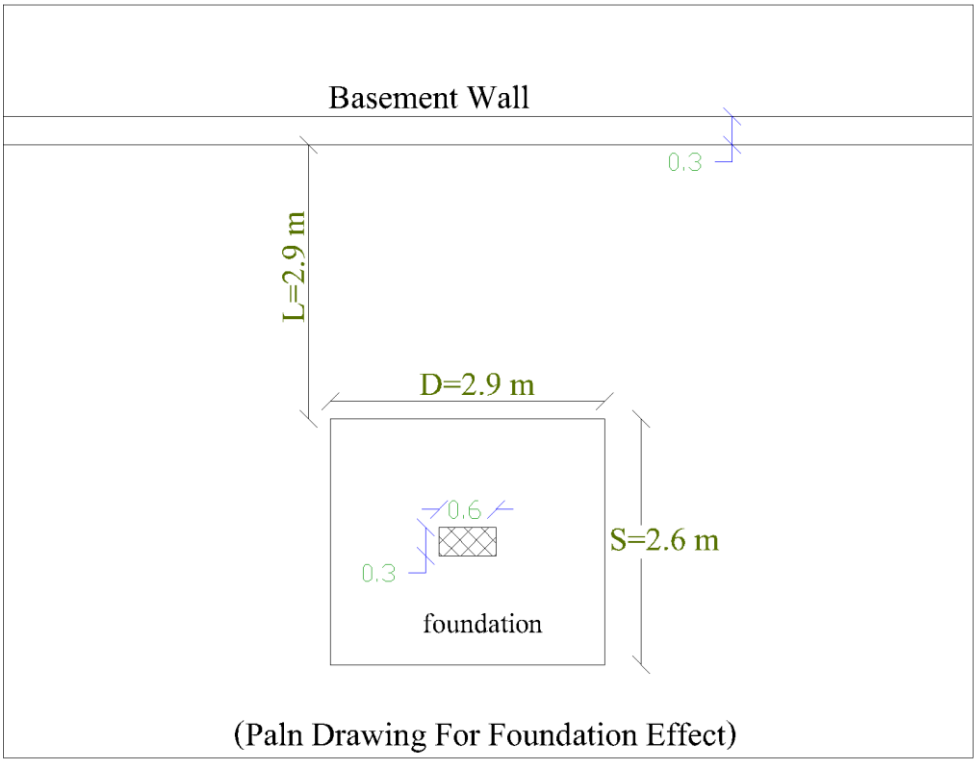
Self weight of earth

$e_o = \gamma h k_o = 18 * 4 * 0.5 = 36KN/m^2$

Load from live load [L.L=5 KN/m^2]

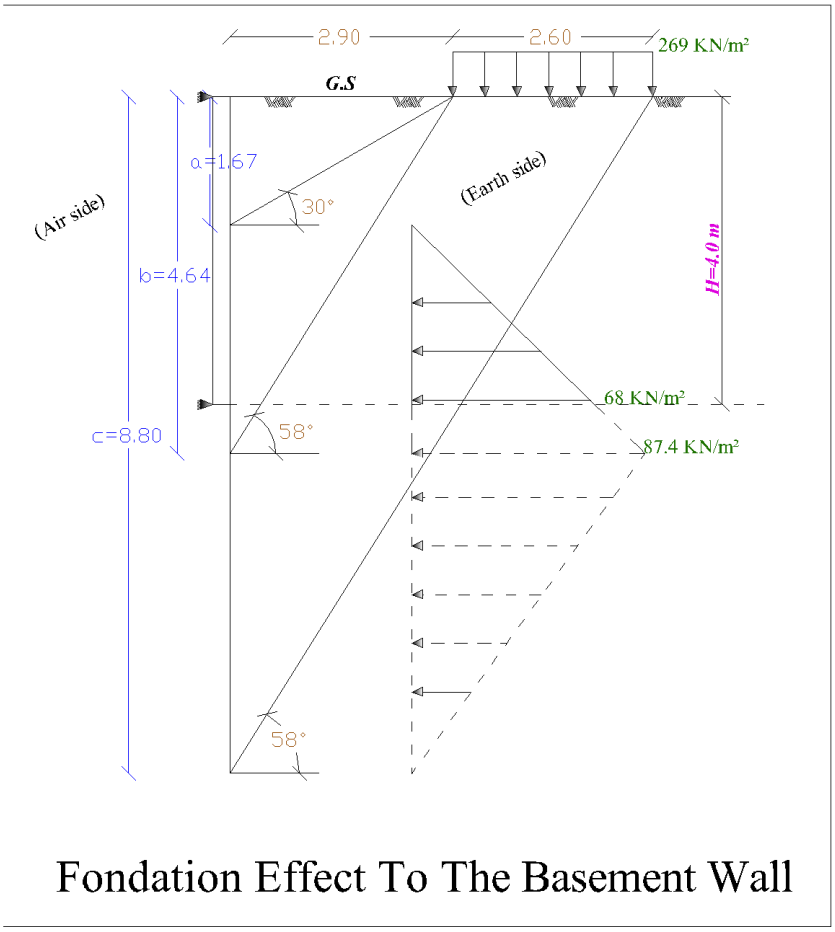
$W = P * K_0 = 5 * 0.5 = 2.5KN/m$

Load from foundation (F= 2028 KN)



(Paln Drawing For Foundation Effect)

Fig. (4-12-2).



Fondation Effect To The Basement Wall

Fig.(4-12-3).

D = 2.9
S = 2.6
L = 2.9

$$F.^{*} = \frac{F}{A} = \frac{2028}{2.6 * 2.9} = 269\ KN/m^2$$

$$\delta_{a.} = \frac{2}{3}\emptyset = \frac{2}{3} * 30 = 20°$$

(wall friction angle)

$\propto = \beta = 0$

$$f. = \frac{\cos(\propto + \emptyset)}{\sin(\emptyset + \delta_a) + \sqrt{\frac{\sin(\emptyset + \delta_a) * \cos(\alpha + \beta) * \cos(\delta_a - \alpha)}{\sin(\emptyset - \beta)}}} = 0.44$$

U_a: ground sliding angle

$\tan U_a. = \frac{\sin(\emptyset) + f * \cos(\emptyset + \delta_a - \propto)}{\cos(\emptyset) + f * \sin(\emptyset + \delta_a - \propto)} = 1.48$

$U_a = 56°$

From atir program:

$V_{u.} = 147.9\ KN$

$M_{u.} = 123.2\ KN.m$

$d. = 300 - 20 - \frac{14}{2} = 273\ mm$

$\emptyset V_{c.} = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * b * d = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1 * 0.273 * 1000 = 167.2\ KN$

$\emptyset V_c \geq V_u$ ……OK.

For vertical reinforcement

$$k_n = \frac{M_u/\phi}{b * d^2} = \frac{123.2/0.9}{1 * (0.273)^2} * 10^{-3} = 1.84$$

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

$$\rho. = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m * k_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 1.84}{420}}\right) = 0.0046$$

$A_S = \rho * b * d = 0.0046 * 273 * 1000 = 1256\ mm^2$ ……..(control)

$A_{S\,min} = 0.0012 * b * h = 0.0012 * 1000 * 300 = 360\ mm^2$

Use Φ 14@10 cm (in vertical direction) in air side

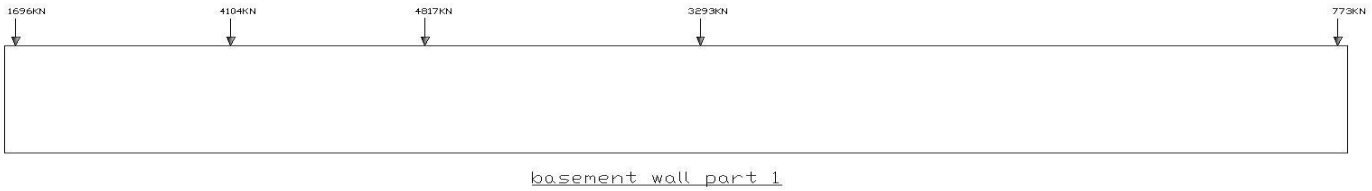
Use Φ 14@20 cm (in vertical direction) in earth side

For horizontal reinforcement

$$A_{S\,min} = 0.002 * b * h = 0.002 * 1000 * 300 = 600\ mm^2$$

Use Φ 10@25 cm (in horizontal direction) in both sides

Design of the basement wall (1) under concrete column :-



We will design the columns in the basement wall by considering new dimensions of the columns (1m * 0.3m)

Design the transport load in tension position: (along o.4h = 0.4*4=1.6 m vertically)…….. according to German Code

$$T = \frac{Pu}{4}\left(1 - \frac{X}{h}\right)$$

$$T_1 = \frac{773}{4}\left(1 - \frac{0.6}{4}\right) = 164.26\ \text{KN}$$

$$\text{As} = \frac{T}{0.9 * fy}$$

$$\text{As} = \frac{164.26}{0.9 * 42} = 4.345\ \ cm^2$$

But we have from the horizontally reinforcement along 1.6 m As=4.74 cm^2
So no need for extra reinforcement.

$$T_2 = \frac{3293}{4}\left(1 - \frac{0.6}{4}\right) = 699.76 \text{ KN}$$

$$\text{As} = \frac{T}{0.9 * fy}$$

$$\text{As} = \frac{699.76}{0.9 * 42} = 18.51 \quad cm^2$$

As from **Φ 10@25 cm = 4.74** cm^2
18.51-4.74=13.77 cm^2
Use 5 Φ 14 in each side with As = **15.4** cm^2 > **13.77** cm^2

And the same calculation to the rest.

$$T_3 = \frac{4187}{4}\left(1 - \frac{0.6}{4}\right) = 1023.6 \text{ KN}$$

$$\text{As} = \frac{T}{0.9 * fy}$$

$$\text{As} = \frac{1023.6}{0.9 * 42} = 27.1 \quad cm^2$$

As from **Φ 10@25 cm = 4.74** cm^2
27.1-4.74=22.36 cm^2
Use 8Φ 14 in each side with As = **24.64** cm^2 > **22.36** cm^2

$$T_4 = \frac{4104}{4}\left(1 - \frac{0.6}{4}\right) = 872.1 \text{ KN}$$

$$\text{As} = \frac{T}{0.9 * fy}$$

$$\text{As} = \frac{872.1}{0.9 * 42} = 23.1 \quad cm^2$$

As from **Φ 10@25 cm = 4.74** cm^2

23.1-4.74=18.36 cm^2

Use 6 Φ 14 in each side with As = **18.48** cm^2 > **18.36** cm^2

$$T_5 = \frac{1696}{4}\left(1 - \frac{0.6}{4}\right) = 360.4 \text{ KN}$$

$$\text{As} = \frac{T}{0.9 * fy}$$

$$\text{As} = \frac{360.4}{0.9 * 42} = 9.5 \quad cm^2$$

As from **Φ 10@25 cm = 4.74** cm^2

9.5-4.74=4.76 cm^2

Use 3 Φ 10 in each side with As = **4.74** cm^2

$$T_6 = \frac{1365}{4}\left(1 - \frac{0.6}{4}\right) = 288.15 \text{ KN}$$

$$\text{As} = \frac{T}{0.9 * fy}$$

$$\text{As} = \frac{288.15}{0.9 * 42} = 7.6 \quad cm^2$$

As from **Φ 10@25 cm = 4.74** cm^2

7.6-4.74=2.86 cm^2

Use 2 Φ 10 in each side with As = **3.16** cm^2 > **2.86** cm^2

$$T_7 = \frac{3122}{4}\left(1 - \frac{0.6}{4}\right) = 663.43 \text{ KN}$$

$$\text{As} = \frac{T}{0.9 * fy}$$

$$\text{As} = \frac{663.43}{0.9 * 42} = 17.55 \quad cm^2$$

As from **Φ 10@25 cm = 4.74** cm^2

17.55-4.74=12.81 cm^2

Use 5 Φ 14 in each side with As = **15.4** cm^2 > **12.81** cm^2

$T_8 = \frac{1775}{4}\left(1 - \frac{0.6}{4}\right) = 377.19$ KN

As = $\frac{T}{0.9*fy}$

As = $\frac{377.19}{0.9*42} = 9.98 \quad cm^2$

As from **Φ 10@25 cm = 4.74** cm^2

9.98-4.74=5.24 cm^2

Use 2 Φ 14 in each side with As = **6.16** cm^2 > **5.24** cm^2

$T_9 = \frac{2372}{4}\left(1 - \frac{0.6}{4}\right) = 504$ KN

As = $\frac{T}{0.9*fy}$

As = $\frac{504}{0.9*42} = 13.3 \quad cm^2$

As from **Φ 10@25 cm = 4.74** cm^2

13.3-4.74=8.56 cm^2

Use 3 Φ 14 in each side with As = **9.24** cm^2 > **8.56** cm^2

$T_{10} = \frac{2142}{4}\left(1 - \frac{0.6}{4}\right) = 455.18$ KN

As = $\frac{T}{0.9*fy}$

As = $\frac{455.18}{0.9*42} = 12 \quad cm^2$

As from **Φ 10@25 cm = 4.74** cm^2

12-4.74=7.26 cm^2

Use 3 Φ 14 in each side with As = **9.24** cm^2 > **7.26** cm^2

$T_{11} = \frac{2147}{4}\left(1 - \frac{0.6}{4}\right) = 456.24$ KN

$$As = \frac{T}{0.9*fy}$$

$$As = \frac{456.24}{0.9*42} = 12.1 \quad cm^2$$

As from **Φ 10@25 cm = 4.74** cm^2

12.1-4.74=7.36 cm^2

Use 3 Φ 14 in each side with As = **9.24** cm^2 > **7.36** cm^2

$$T_{12} = \frac{2320}{4}\left(1 - \frac{0.6}{4}\right) = 493 \text{ KN}$$

$$As = \frac{T}{0.9*fy}$$

$$As = \frac{493}{0.9*42} = 13 \quad cm^2$$

As from **Φ 10@25 cm = 4.74** cm^2

13-4.74=8.26 cm^2

Use 3 Φ 14 in each side with As = **9.24** cm^2 > **8.26** cm^2

$$T_{13} = \frac{1368}{4}\left(1 - \frac{0.6}{4}\right) = 290.7 \text{ KN}$$

$$As = \frac{T}{0.9*fy}$$

$$As = \frac{290.7}{0.9*42} = 7.7 \quad cm^2$$

As from **Φ 10@25 cm = 4.74** cm^2

7.7-4.74=2.96 cm^2

Use 2 Φ 10 in each side with As = **3.16** cm^2 > **2.96** cm^2

4-13Design of well walls:

Live load=5 KN/m^2

- **Water Load :**

$q_1 = \gamma \times h$

$\gamma_{\text{waterl}} = 10\ Kn/m^3$

$qwater = 10 \times 3.4 = 34\text{KN/m}^2$

- **Soil Load :**

$q_2 = \gamma * h * K_a$

$K_a = 0.5$

$\gamma_{soil} = 18\ Kn/m^3$

$qsoil = 18 * 5 * 0.5 = 45\text{KN/m}^2$

$\Rightarrow$ **Design** :

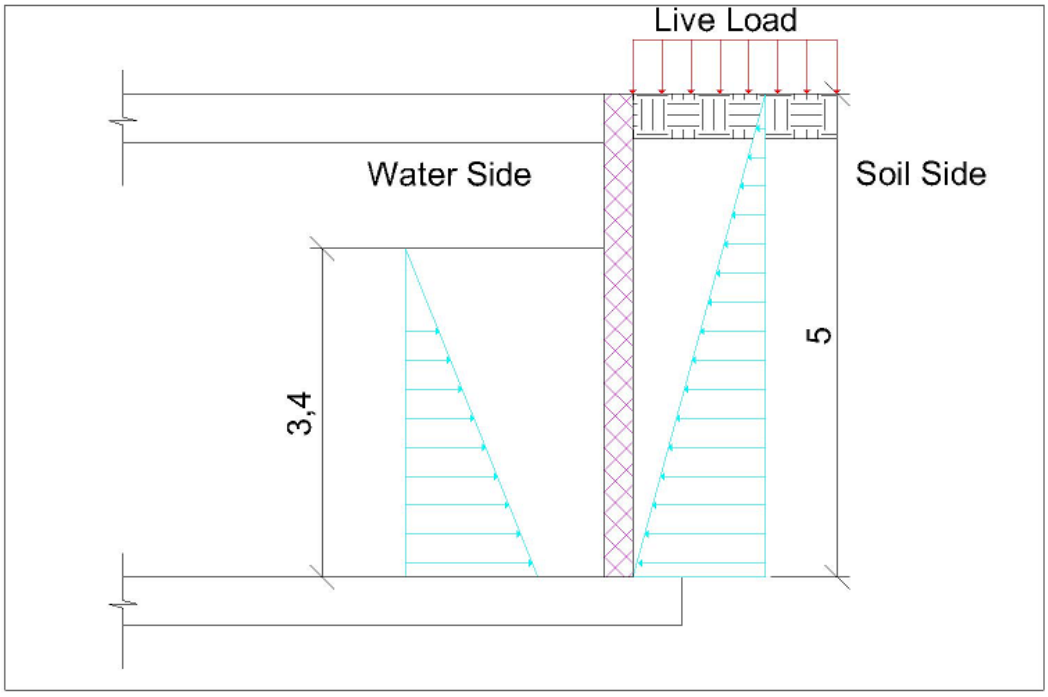
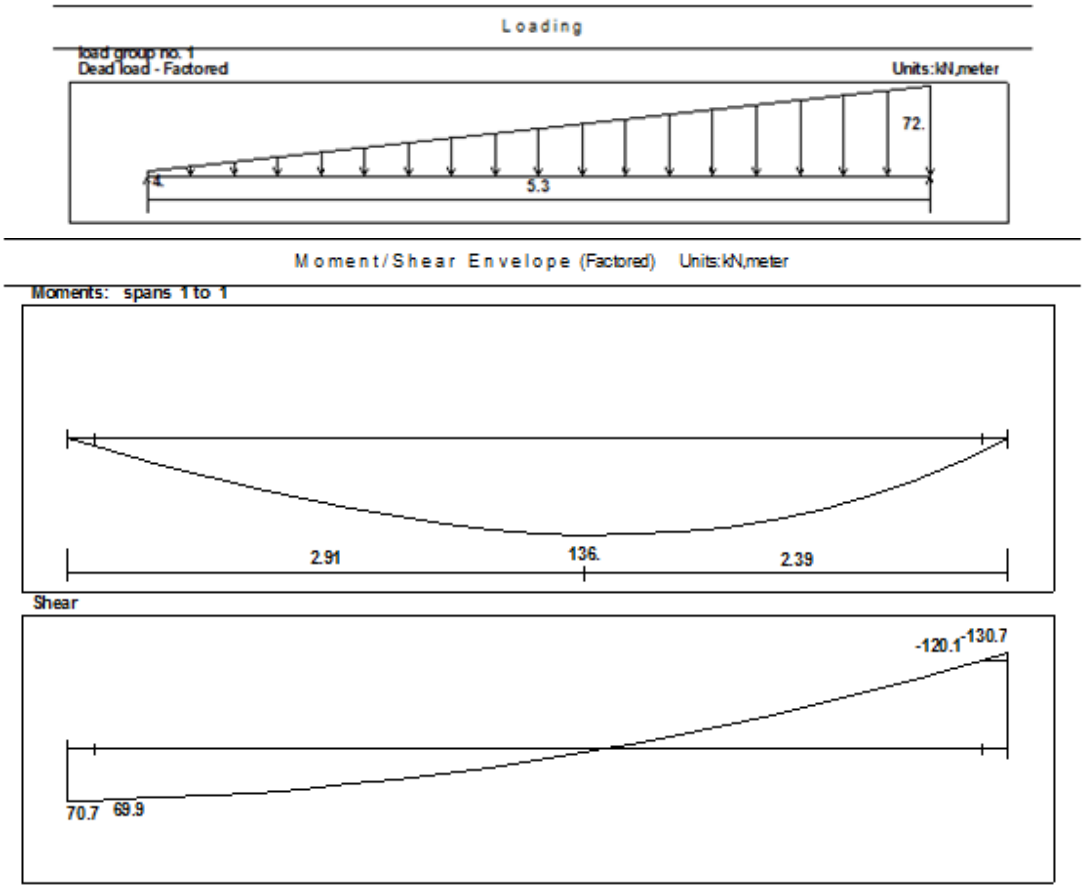


Fig .(4-13-1)
Load of well wall.



m.136 kN =Mu

Vud =120.1 kn

$$m = \frac{Fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85\times 24} = 20.6$$

$$d = 300 - 20 - 10 = 270mm$$

$$K_n = \frac{Mn}{bd^2} \Rightarrow K_n = \frac{136*10^{-3}/0.9}{1.0*0.270^2} = 2.01$$

Design of the Vertical reinforcement:

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.6\times 2.7}{420}}) = 0.0052$$

$$As_{req} = 0.0052\times 1000\times 270 = 1404mm^2$$

$$As_{\min} = 0.0012\ *1000\ *300\ = 360\,mm^2/m$$

$$As_{\min} = 360mm^2/m < As_{req} = 1634mm^2/m$$

$$\#of\ bar\ in\ on\ meter = \frac{1404}{201} = 7$$

Use Φ 16 @ 14cm

Design of the Horizontal reinforcement:

$$As_{horezantal} = 0.002*1000*300 = 600mm^2/m$$

$$\#of\,bar = \frac{600}{113} = 5.3$$

Use Φ 12@15cm for horizontal reinforcement

: Check for Shear

$$\phi\times Vc \geq Vu$$

$$\phi\times Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{fc'}\times b\times d = \frac{0.75}{6}\sqrt{24}\times 1000\times 0.270$$

$$\phi.Vc = 166 > Vu = 120.1kN$$

$\therefore$ *No Shear reiforcement is required*

4-14 Design of shear wall (W6 in Part 1):-

- **Material :-**
  concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2
  Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2
- **According to soil profile type "SA" ,and Seismic Zone Factor "Z"=0.3:**
  Ca:" Seismic Coefficient" =0.24
  Cv:"Seismic Coefficient"=0.24
  I:"Importance Factor"=1.0
  R:"Structural System"=5.5
- **System For Shear Walls :-**
  The basement floor is considered as rigid box, due to enough walls .

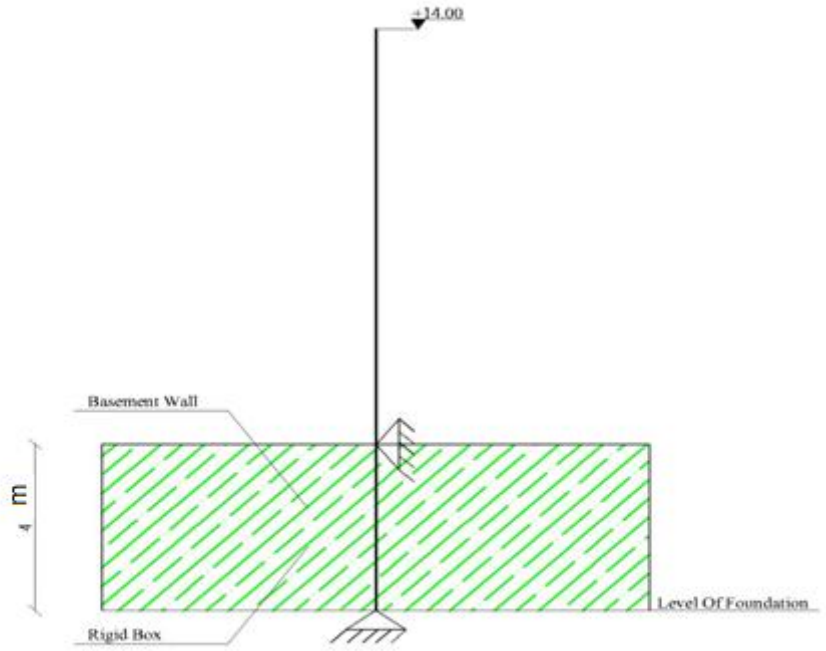


Fig.(4-14-1)
Shear wall W6 in part 1.

- **Section :-**

t=30 cm .shear wall thickness
Lw = 2.6 m .shear wall width
hw=14 m.

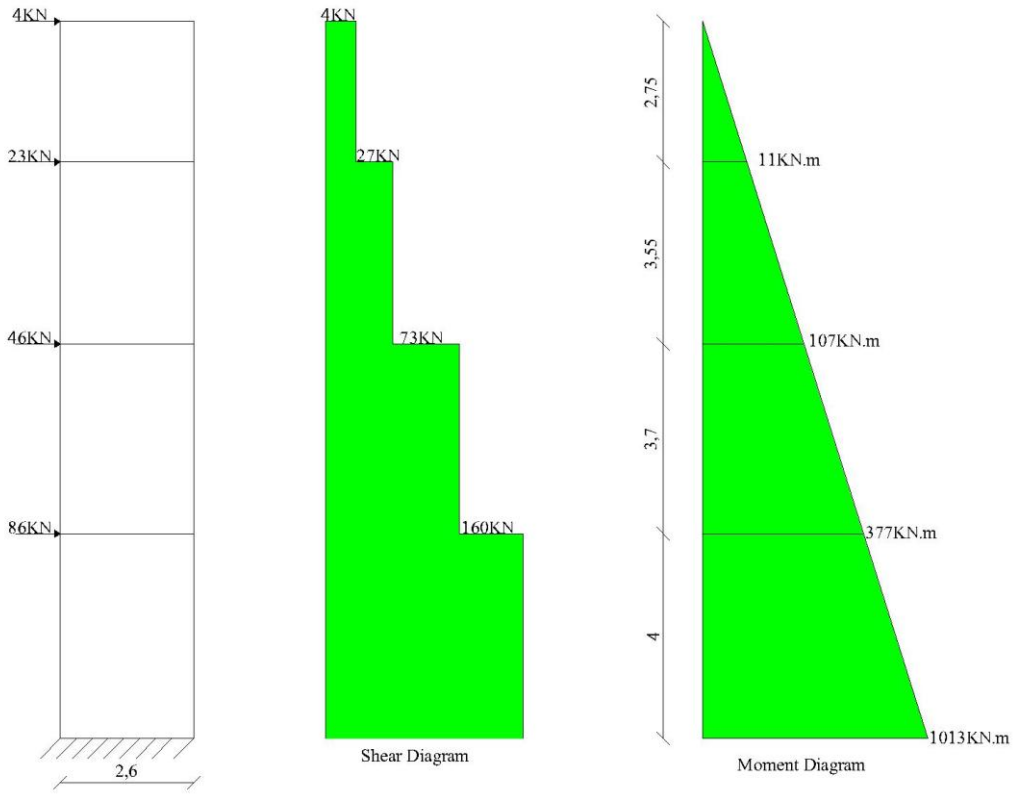


Fig. (4-14-2).
Load from earthquake (X Direction) for Shear wall (W05).

❖ **Design of the Horizontal reinforcement:**

Critical Section:

$\frac{lw}{2} = \frac{2.6}{2} = 1.3m \ldots\ldots \quad control$

$\frac{hw}{2} = \frac{14}{2} = 7.0m$

$d = 0.8 \times lw = 0.8 \times 1.3 = 1.04m$

$V_u = 160KN$

$M_u = 1013KN.m$

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

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

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

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.30 \times 1.04 * 10^3 = 255\ KN$$

$$Assume\ N_u = 0$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{24} \times 0.30 \times 1.04 * 10^3}{4} + \frac{0 \times 1.04}{4 \times 1.3} = 382\ KN$$

$$V_{c3} = \left[\frac{\sqrt{24}}{2} + \frac{1.3\left(\sqrt{24}\right)}{\left\langle \frac{1013}{160} - \frac{1.3}{2} \right\rangle} \right] \times \frac{0.30 \times 1.3}{10} \times 10^3 = 142KN \quad \text{Control}$$

$$\left\langle \frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right\rangle = 5.2 > 0$$

$$\frac{A_{Vh}}{S_2} = \frac{V_s}{F_y \times d}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{160}{0.75} - 142 = 71 \quad KN$$

$$\frac{A_{Vh}}{S_2} = \frac{71 \times 10^{-3}}{420 \times 1.04} = 0.00016m$$

$$\frac{A_{Vh\min}}{S_2} = 0.0025 \times h = 0.0025 \times 0.30 = 0.00075 \ldots \text{control}$$

$$S_2 \le \frac{l_w}{5} = \frac{1.3}{5} = 0.26\ m$$

$$S_2 \le 3 \times h = 3 \times 0.30 = 0.9m$$

$$S_2 = \frac{2 \times A_{vh}}{0.00075} = \frac{2 \times 113 \times 10^{-6}}{0.00075} = 0.3\ m$$

$$\therefore Use \phi 12@20cm \quad c/c \quad in\ two\ layers\ (horizontal)$$

❖ **Design of Vertical reinforcement:**

$$A_{Vn}=\left[0.0025+0.5\left(2.5-\frac{h_w}{l_w}\right)\left(\frac{A_{vh}}{S_2\times h}-0.0025\right)\right]\times S_1\times h$$

$$A_{Vn}=\left[0.0025+0.5\left(2.5-\frac{14}{2.6}\right)\left(\frac{2\times 113}{200\times 300}-0.0025\right)\right]\times S_1\times h$$

$$A_{Vn}=0.0025\times S_1\times h$$

$$S_1=\frac{2\times 113\times 10^{-6}}{0.0025\times 0.30}=0.30\ m \quad \ldots \quad control$$

$$S_1\le\frac{l_w}{3}=\frac{2.6}{3}=0.86\ m$$

$$S_1\le 3\times h=3\times 0.30=0.9\ m$$

$$S1\le 0.45m$$

$$\therefore Use\phi 12@20cm \quad c/c \quad in\ two\ layers\ (vertical)$$

❖ **Design of Moment:**

The boundary element is required if :

$$C\ge\frac{Lw}{600*(\delta n/hw)}$$

$$\delta n: Lateral\ Displacement\ \ for\ wall$$

$$assume \quad \delta n/hw\ge 0.007$$

$$C\ge\frac{2.6}{600*0.007}=0.6m$$

$$Cw=C-0.1\times Lw$$

$$Cw\ge 0.6-0.1\times 2.6=0.35m$$

$$Cw\ge\frac{C}{2}=\frac{0.6}{2}=0.3\ \ m$$

No boundary is required

4-15 Design of Dome:-

❖ **Materials :-**

Steel , fy = 4000 psi

Glass , 25KN/m^3

❖ **Loads:-**

Dead load=2*.07*25=0.5KN/m^2

Live load "Snow Load" =1.25KN/m^2

Wind Load

After Design We get the profile as Horizontal is HSS 4X2 X0.125

as Vertical HSS 4 X 2 X 0.125

❖ **Design Strength of Weld Metal:-**

$a = 0.25''$

$Fpu"weld" = 70ksi$

$T = Lw * \phi Rnw$

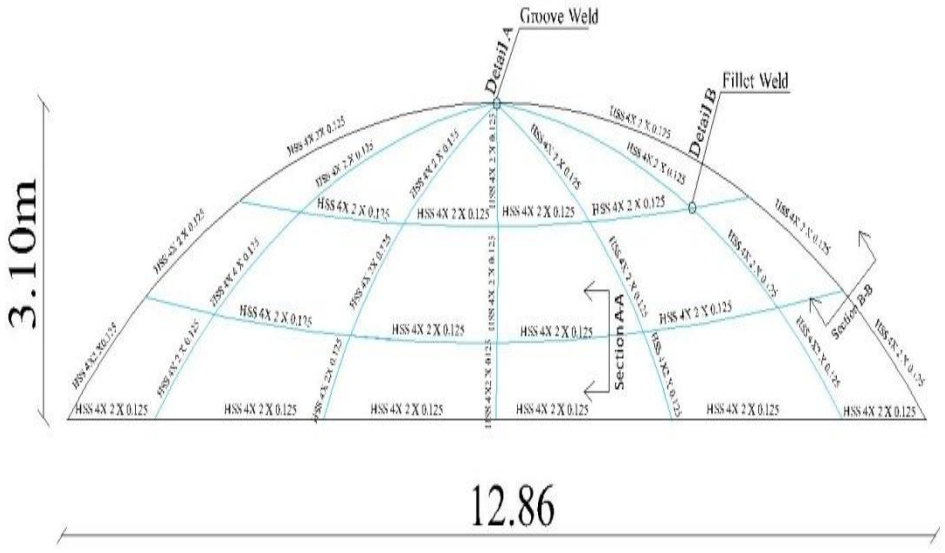
$T = 0.027KN \rightarrow From\ "Sap"$

$$\frac{0.027}{4.448} = Lw * 0.75(0.707 * \frac{1}{4}) * 0.6 * 70$$

$Lw = 0.003inch$

$Lw = 0.075mm$

$Select\ Lw = 1.0cm$



Elevation of Dome

Fig. (4-15-1)

المصادر والمراجع:

1. **American Concrete Institute (A.C.I.) , Building Code Requirement for structural concrete (ACI - 318M – 02).**
2. **Uniform Building Code (UBC-97).**
3. مجلس البناء الوطني الأردني، **كود البناء الوطني الأردني**، كودة الأحمال والقوى ،عمان ،الأردن، **2006**م.
4. مشاريع تخرج سابقه :مشروع التصميم الانشائي لمكتبه جامعة بوليتكنك فلسطين, ومشروع التصميم الانشائي لمجمع تجاري.