

بسم الله الرحمن الرحيم

التصميم الإنشائي لمبنى فندق سياحي في مدينة الخليل

فريق العمل

عبد الحميد "محمد تيسير" قنبيبي

بكر عبد الله شاور التميمي

مالك يحيى شاور التميمي

إشراف

د. نصر عبوشي

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنك فلسطين

لوفاء بجزء من متطلبات الحصول على

درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية تخصص هندسة المباني



جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل- فلسطين

أيار- ٢٠١١

بسم الله الرحمن الرحيم

التصميم الإنشائي لمبنى فندق سياحي في مدينة الخليل

فريق العمل

عبد الحميد "محمد تيسير" قنبيبي

بكر عبدالله شاور التميمي

مالك يحيى شاور التميمي

إشراف

د. نصر عبوشي

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنك فلسطين

لوفاء بجزء من متطلبات الحصول على

درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية تخصص هندسة المباني



جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل- فلسطين

كانون الاول - ٢٠١٠

بسم الله الرحمن الرحيم

## شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنيك فلسطين

الخليل – فلسطين



مشروع تخرج بعنوان

التصميم الإنشائي لمبنى فندق سياحي في مدينة الخليل

فريق العمل

بكر عبدالله شاور التميمي    عبدالحميد "محمد تيسير" قنيبي    مالك يحيى شاور التميمي

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

توقيع رئيس الدائرة  
م. خليل كرامة

.....

توقيع المشرف  
د. نصر عبوشي

.....

## الإهداء

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

### آبائنا الغاليين

. إلى معنى الحب وإلى معنى الحنان والتفاني .. إلى بسمة الحياة وسر الوجود إلى من كان دعائها سر نجاحي وحنانها بلسم جراحي إلى أعلى الحبايب

### إلى أمهاتنا العزيزات

إلى من بهم أكبر وعليهم أعتمد ..  
إلى من بوجودهم أكتسب قوة ومحبة لا حدود لها..  
إلى من عرفت معهم معنى الحياة

### إخواننا الأعزاء

إلى رفاق الدرب ...

### أصدقاءنا الأوفياء

إلى شموع الدرب التي تحترق لتضيء لنا طريقنا...

### أساتذتنا الأعزاء

## الشكر والتقدير

يتقدم فريق العمل بالشكر لكل من :

الى من سهر الليالي من أجلنا ، وحنننا بالحب والحنان ، الى عائلاتنا الصغيرة ، آبائنا وأمهاتنا واخواننا..

لكلية الهندسة مني عرفاناً بالجميل ..

الى ينباع العطاء التي لا تنضب من العلم و المعرفة "أساتذتنا الكرام" الذين كانوا المرفأ لسفننا والشمعة التي  
تحترق لتنير طريقنا ..

ونخص بالشكر الدكتور المهندس نصر عبوشي الذي كان لنا خير عون في إعداد هذا المشروع المتواضع فله كل  
الاحترام والشكر والتقدير ..

"لكل من قدم يد المساعدة بأي شيء ولو كان بسيطاً"

فريق العمل....

# التصميم الإنشائي لفندق سياحي في مدينة الخليل

فريق العمل:

بكر عبد الله التميمي      مالك يحيى التميمي      عبد الحميد "محمد تيسير" قنبيبي

جامعة بوليتكنك فلسطين - ٢٠١٠م

إشراف:

د.نصر عبوشي

## خلاصة المشروع

تتلخص فكرة هذا المشروع في عمل التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع ، من جسور وأعمدة وأساسات وغيرها من العناصر الإنشائية .

يضم هذا المبنى السياحي مجموعة من الفعاليات مثل :كفنتيريا ، مخازن ،إدارة ، مكاتب موظفين، استقبال، غرف خدماتية.

يقع هذا المبنى في مدينة الخليل في منطقة حي الجامعة ، يتكون هذا المبنى من خمسة طوابق بالإضافة إلى التسوية بمساحه كلية (٩١٩٠م<sup>٢</sup>) ، حيث تتنوع الفعاليات في كل طابق.

تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية وكثافة المواد المستخدمة، ولتحديد أحمال الزلازل تم استخدام الكود (U.B.C) ،أما بالنسبة للتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية فقد تم وفقا للكود الأمريكي (ACI\_2002) ، ولا بد من الإشارة إلى انه تم الاعتماد على بعض البرامج الحاسوبية مثل :Autocad2007, STAAD.Pro, Office2007,Atir,SAFE, ETABS وغيرها.

## فهرس المحتويات

رقم الصفحة		
i		صفحة العنوان الرئيسية
ii		نسخة عن صفحة العنوان
iii		شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج
iv		الإهداء
v		الشكر و التقدير
vi		ملخص المشروع
vii		فهرس المحتويات
	١	<b>الفصل الأول : المقدمة</b>
٢		١,١ المقدمة
٣		٢,١ مشكلة البحث
٣		٣,١ أهمية المشروع
٣		٤,١ الهدف من المشروع
٤		٥,١ نطاق المشروع
٤		٦,١ خطوات المشروع
	٥	<b>الفصل الثاني : الوصف المعماري</b>
٧		١,٢ لمحة عامة عن المشروع
٨		٢,٢ وصف موقع المشروع
٨		٣,٢ الفكرة التصميمية للمشروع
٨		٤,٢ وصف التصميم المعماري
٩		١,٤,٢ وصف المساقط الأفقية
٩		١,١,٤,٢ طابق التسوية
١٠		٢,١,٤,٢ الطابق الأرضي
١٠		٣,١,٤,٢ الطوابق الأول والثاني والثالث والرابع
١١		٤,١,٤,٢ طابق الرووف
١٢		٢,٤,٢ الواجهات المعمارية
١٢		١,٢,٤,٢ الواجهة الرئيسية الشرقية
١٣		٢,٢,٤,٢ الواجهة الغربية
١٤		٣,٢,٤,٢ الواجهتين الشرقية والجنوبية
	١٥	<b>الفصل الثالث : الوصف الإنشائي</b>
١٦		١,٣ مقدمة
١٦		٢,٣ هدف التصميم الإنشائي
١٦		٣,٣ الاختبارات العملية
١٧		٤,٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى
١٧		١,٤,٣ الأحمال
١٧		١,١,٤,٣ الأحمال الميتة
١٨		٢,١,٤,٣ الأحمال الحية
١٩		٣,١,٤,٣ الأحمال البيئية
١٩		١. الرياح
١٩		٢. الثلوج
٢٠		٣. الزلازل

٢٠	٥,٣ العناصر الإنشائية
٢١	١,٥,٣ العقدات
٢٢	١,١,٥,٣ العقدات المصمتة
٢٢	٢,١,٥,٣ عقدات الاعصاب ذات الاتجاه الواحد
٢٢	٣,١,٥,٣ عقدات الاعصاب ذات الاتجاهين
٢٣	FLAT SLAB 4.1.5.3
٢٤	5.1.5.3 القبة القشرية
٢٥	٢,٥,٣ الجسور
٢٦	٣,٥,٣ الاعمدة
٢٧	٤,٥,٣ الجدران الحاملة وجدران القص
٢٧	٥,٥,٣ فواصل التمدد
٢٨	٦,٥,٣ الاساسات
٢٨	٧,٥,٣ الادراج
٢٩	٨,٥,٣ الجدران الاستنادية

	<b>الفصل الخامس</b>	<b>النتائج والتوصيات</b>
١١٧	١-٥	المقدمة
١١٨	٢-٥	النتائج
١١٨	٣-٥	التوصيات
١١٩		
١٢٠	<b>الفصل السادس</b>	<b>الملحقات</b>
١٢١	١-٦	المصادر والمراجع

# الفصل الأول

# 1

## المقدمة

---

(١-١) المقدمة.

(٢-١) مشكلة البحث.

(٣-١) أهمية المشروع.

(٤-١) الهدف من المشروع.

(٥-١) نطاق المشروع.

(٦-١) خطوات المشروع والجدول الزمني.

## الفصل الأول

### ١-١ المقدمة :

تتمتع فلسطين بموقع جغرافي فريد ، إذ أنها وبحكم هذا الموقع أصبحت محطة تجارية هامة، ومعبراً يصل بين الشمال والجنوب والشرق والغرب.

وتتمتع فلسطين بمناخها الملائم لحركة السياحة الدولية وخاصة بالنسبة للسياح الذين يزورون المواقع الدينية و يستفيدون من اعتدال المناخ صيفاً ودفئه شتاءً..

وتعتبر مدينة الخليل التي تعرف باسم "خليل الرحمن" من الأماكن المقدسة إضافة إلى كونها مدينة تاريخية قديمة حيث يوجد بها المسجد الإبراهيمي ، وعدد كبير من المواقع الأثرية.

ومدينة الخليل تقع إلى مسافة نحو ٣٥ كم جنوبي القدس في منطقة جبلية يزيد ارتفاع بعض جبالها على ألف متر فوق سطح البحر، ولذلك فهي تعتبر مصيفاً جميلاً حيث تكثر بساتين الأشجار المثمرة والفواكه وكروم العنب بشكل خاص، أما البلدة القديمة من مدينة الخليل فهي إحدى أقدم مدن فلسطين .

تلعب السياحة دوراً هاماً وبارزاً في اقتصاد معظم دول العالم إذ تعتمد عليها هذه الدول اعتماداً أساسياً كمصدر هام من مصادر الدخل القومي وقد صارت السياحة مهمة لدى كافة دول العالم نتيجة مزاياها العديدة وخاصة الاقتصادية والاجتماعية والثقافية والإعلامية فهي تجلب العملات الصعبة وتتيح فرص العمل لعدد كبير من المواطنين للعمل كإداريين وفنيين وعمال مهرة ، إلى جانب تشجيعها للاستثمار في مجال الخدمات، كإشاء الفنادق والمطاعم والنقل السياحي بكافة أنواعه وأشكاله والصناعات اليدوية والفولكلورية، وتعتبر الفنادق عصب نشاط السياحة في أي دولة من دول العالم المتحضر، فلا يمكن تصور قيام نشاط سياحي من دون وجود شبكة قوية من الفنادق والمنتجعات والقرى السياحية والمطاعم.

## ٢-١ مشكلة البحث :

تكمن مشكلة البحث في هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر المكونة للمبنى الذي ستجرى عليه الدراسة وهو " فندق سياحي " .

حيث سيتم تحليل جميع القوى والأحمال الواقعة على كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل العقدات والجسور والأعصاب والأعمدة ... الخ، ومن ثم تحديد أبعادها وحساب حديد التسليح اللازم لها.

## ٣-١ أهمية المشروع :

من المعلوم أن مدينة الخليل مدينة تاريخية وأثرية يمتد تاريخها منذ آلاف السنين ، فهي مدينة يحيط بين جنباتها و قناطرها و حاراتها العديد من المباني التاريخية و الأثرية والدينية التي يمتد تاريخها لمئات السنين، ولذلك يجب أن تستغل هذه المدينة لجلب السياح من شتى بقاع العالم .

ولذلك كان من الضروري أن تحوي هذه المدينة على فنادق سياحية تتمتع بكافة المرافق والحاجيات اللازمة للارتقاء بالمستوى السياحي للمدينة، ناهيك عن المردود الاقتصادي والارتقاء المعماري للمدينة ، وبسبب افتقار مدينة الخليل لمثل هذه الفنادق كان حريا بنا أن نقوم بالتصميم الإنشائي لمشروع الفندق لتوفير احتياج المدينة.

## ٤-١ الهدف من المشروع :

- ١- القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة.
- ٢- تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة بشكل منفرد .
- ٣- القدرة على التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية المختلفة، حيث سيتم إعداد المخططات الإنشائية التنفيذية من (جسور، أعصاب، أعمدة، وأساسات.... الخ).
- ٤- التدريب على إعداد المخططات الإنشائية والتفاصيل الإنشائية .
- ٥- إتقان استخدام البرامج الهندسية وخاصة برامج التصميم الإنشائي.

## ٥-١ نطاق المشروع :

يشمل هذا المشروع ست فصول، وهي:

١ - **الفصل الأول:** حيث يشمل المقدمة، ومشكلة المشروع، وأسباب اختيار المشروع وأهميته.

٢ - **الفصل الثاني:** يتضمن الوصف المعماري للمشروع، وفيه نبين متطلبات التصميم لهذا النوع من المنشآت.

٣ - **الفصل الثالث:** يحتوي على الوصف الإنشائي للعناصر المكونة للمبنى.

٤ - **الفصل الرابع:** يحتوي التحليل والتصميم الإنشائي لكافة العناصر الإنشائية.

٥ - **الفصل الخامس:** النتائج والتوصيات.

٦ - **الفصل السادس:** إعداد المخططات التنفيذية.

## ٦-١ خطوات المشروع :

١ - دراسة المشروع معماریاً .

٢ - تحديد العناصر الإنشائية .

٣ - تحديد الأحمال المختلفة .

٤ - التحليل الإنشائي للعناصر .

٥ - التصميم الإنشائي للعناصر .

٦ - إعداد المخططات التنفيذية .

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

الأسابيع	الفعاليات
1	اختيار المشروع
2	دراسة المخططات المعمارية
3	توزيع الأعمدة
4	دراسة المبنى إنشائياً
5	التحليل الإنشائي
6	التصميم الإنشائي
7	إعداد المخططات
8	كتابة المشروع
9	عرض المشروع
10	
11	
12	
13	
14	
15	
16	
17	
18	
19	
20	
21	
22	
23	
24	
25	
26	
27	
28	
29	
30	
31	

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (2011\2010)

## الفصل الثاني

# 2

### الوصف المعماري للمشروع

---

(2-1) لمحله عامه عن المشروع.

(2-2) وصف موقع المشروع.

(2-3) الفكرة التصميمية للمشروع.

(2-4) وصف التصميم المعماري.

(2-4-1) وصف المساقط الأفقية.

(2-4-2) الواجهات المعمارية.

## (2-1) لمحہ عامہ عن المشروع :

يقوم المشروع على أرض تقع في الخليل في منطقة ( حي الجامعة ) على أرض مساحتها (١٢٤٠٠) م<sup>٢</sup> ويعتبر موقع الأرض مهما نظرا لطبوغرافية الأرض بالاضافة إلى موقعه الحيوي والمتوسط للمدينة.



شكل (١-٢) موقع الارض.

ويضم مشروع الفندق مجموعة من الفعاليات هي :

- كفتيريا
- مخازن
- إدارة
- مكاتب موظفين
- استقبال
- غرف خدماتية.

## (2-2) وصف موقع المشروع:

يقوم المشروع على أرض تقع في قلب مدينة الخليل، ويعتبر موقع المشروع مهماً نظراً للعوامل

التالية:

- ١ قرب الموقع من مدخل المدينة.
- ٢ قرب الموقع من المراكز التجارية، والسكنية، والتعليمية.
- ٣ سهولة الانتقال من وإلى الموقع.
- ٤ طبوغرافية الأرض تعطي زاوية رؤيا مثالية للمبنى، فالمشاهد يرى كامل ارتفاع المبنى من زاوية مناسبة دون أدنى جهد.
- ٥ طبوغرافية الأرض أيضاً تمكن المشاهد من التدرج في كشف تفاصيل المبنى المعماري بحيث يبدأ المشاهد برؤية الخطوط العامة للواجهة ومكوناتها الأساسية، ثم تزداد قدرته على رؤية التفاصيل.
- ٦ الموقع نقطة انطلاق هامة إلى العديد من ضواحي المدينة وقراها المجاورة.
- ٧ الموقع متصل بكافة خدمات البنية التحتية.
- ٨ الموقع قريب من مراكز الخدمات والمجمعات الحكومية.
- ٩ يقع على شارع رئيسي حيوي، يصل شمال المدينة بجنوبها، وشرقها بغربها.

## (2-3) الفكرة التصميمية للمشروع:

تأتي فكرة المشروع من تأثر المصمم المعماري بالعمارة التقليدية من خلال توظيفه لعناصر معمارية تقليدية في المبنى ، حيث نلاحظ استخدامه للأقواس والقبة الكروية واستخدام الأعمدة بشكل كبير في الواجهات بالإضافة لاعتماده عليها داخل المبنى.

## (2-4) وصف التصميم المعماري:

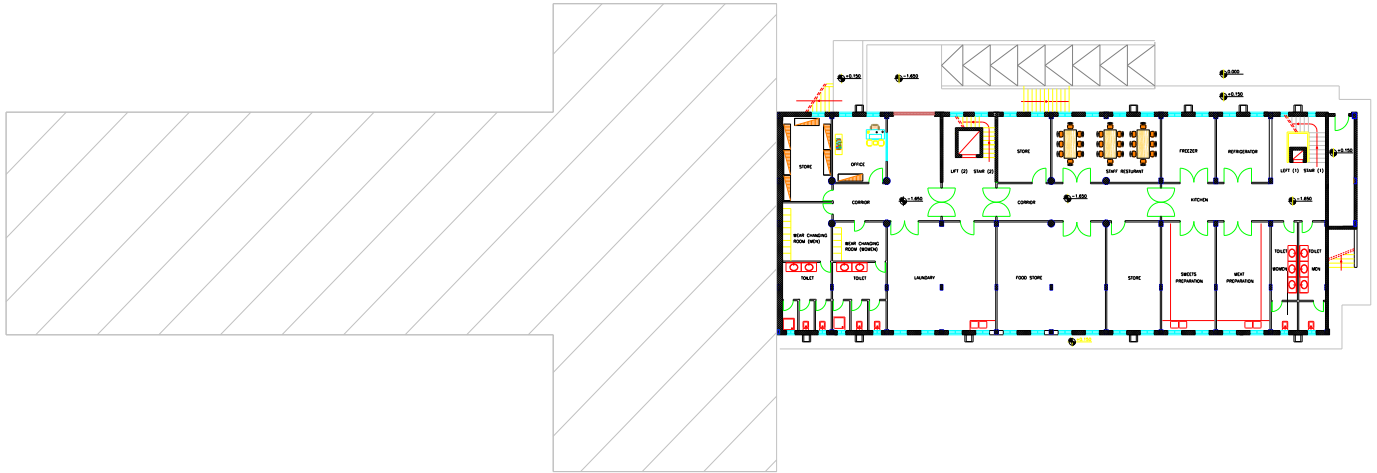
التصميم المعماري للفندق جاء فيه الفراغ مكون من محور رئيسي عمودي على واجهة المبنى و مدخله الرئيسي في بداية المحور بالإضافة إلى وجود قبة كروية مركزية تعلو المدخل تزيد من قوة هذا المحور من جهة ومؤكدة على المدخل من جهة أخرى .

## (2-4-1) وصف المساقط الأفقية :

يتكون المبنى من خمسة طوابق بالإضافة إلى طابق التسوية و روف ، يتم التنقل بين هذه الطوابق من خلال نظام متكامل من محاور الحركة العمودية الموزعة في المبنى .المساحة الإجمالية للمبنى (٩١٩٠) متر مربع.

### (2-4-1-1) طابق التسوية:

يحتوي طابق التسوية على مجموعة من الفراغات المعمارية تتمثل في المخازن وغرف خدماتية ،بالإضافة إلى المكاتب ، مساحته تساوي ( 631 ) م<sup>٢</sup> ويقع على المنسوب (-1.65) . يوجد بالواجهة الخلفية مدخل خاص يمكن للسيارات الوصول إليه لتسهيل تفريغ حمولتها في المخازن.

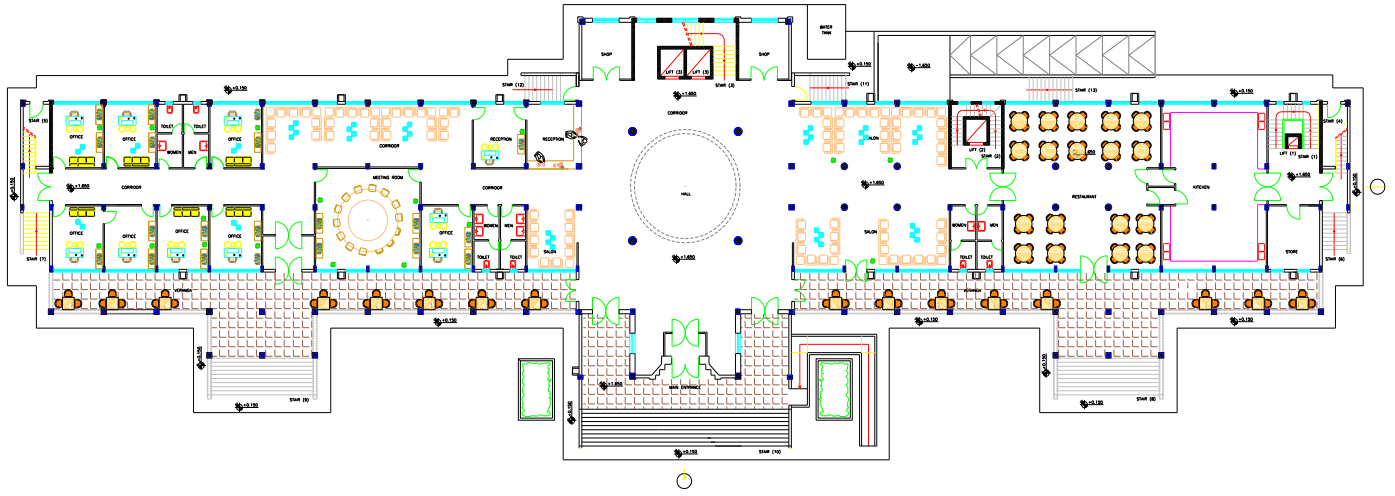


BASEMENT FLOOR PLAN

شكل رقم (٢-٢) طابق التسوية

### (2-4-1-2) الطابق الأرضي:

أما الطابق الأرضي فيحتوي على المدخل الرئيسي للفندق و صالة استقبال كبيرة و على غرف مكاتب وكفتيريا ومطبخ وغرف خدمات أخرى. منسوب هذا الطابق (+1.65) و تبلغ مساحته (1685) م<sup>٢</sup>.

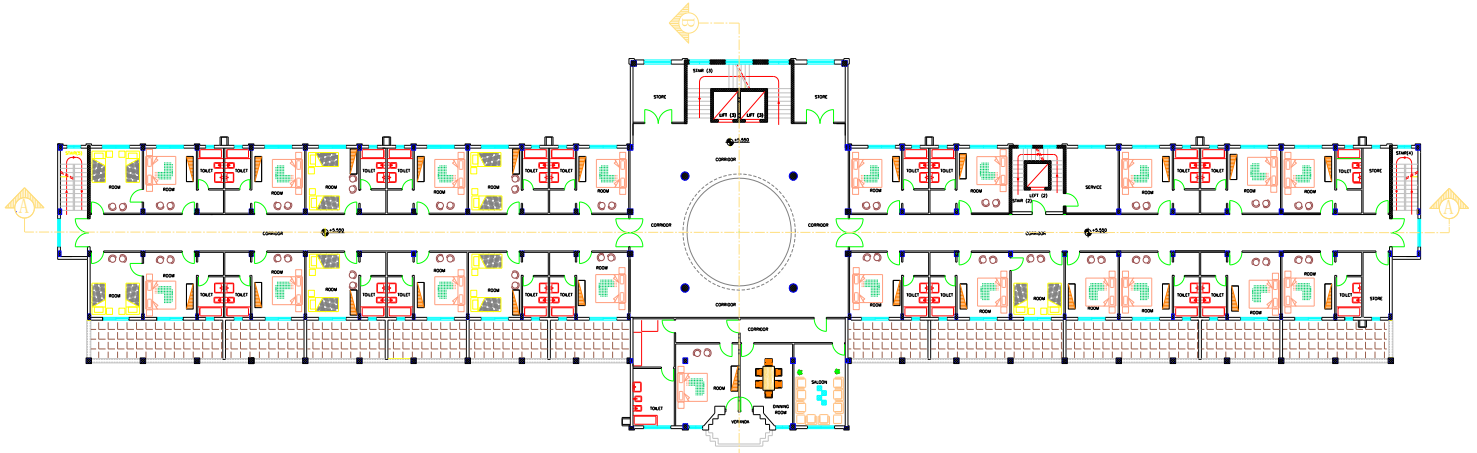


شكل (٢-٣) الطابق الارضي

### (2-4-1-3) الطوابق الأول والثاني والثالث والرابع :

أما الطوابق الأول والثاني والثالث والرابع فهي طوابق مكررة لها نفس التصميم المعماري والتوزيع الفراغي والتقسيم الوظيفي ومساحة الطابق (١٧٢٥) متر مربع حيث احتوت على :

- غرف مزدوجة عدد ٤ كل غرفتين لهما حمام واحد و بلكونة خاصة.
- جناح منفصل مكون من ثلاثة غرف وحمام و بلكونة خاصة وغرفة ملابس.
- ١٨ غرفة مفردة بمساحات متقاربة مع حمام و بلكونة خاصة بكل غرفة .
- بالإضافة لمخازن وغرف خدمة.

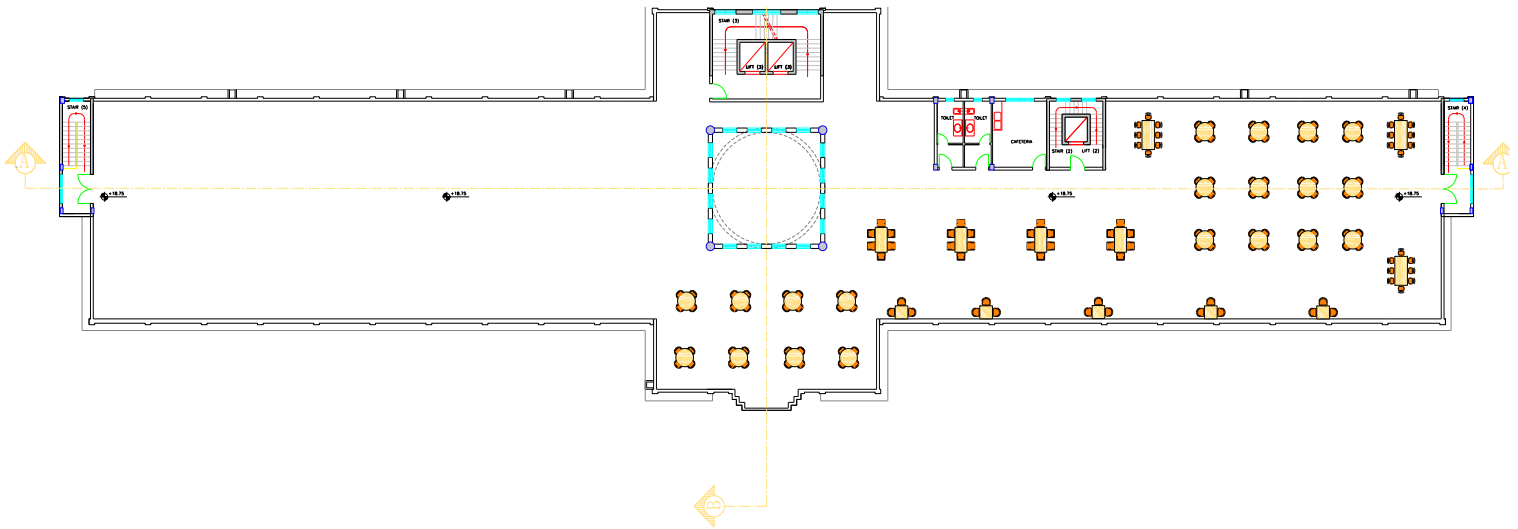


FIRST FLOOR PLAN

شكل (٤-٢) الطابق (الأول\_ الثاني\_ الثالث والرابع)

**(2-4-1-4) طابق الرووف :**

تم استخدام هذا الطابق كمطعم وكافيتيريا صيفية لنزلاء الفندق.



ROOF FLOOR PLAN

شكل (٥-٢) الرووف

## (2-4-2) الواجهات المعمارية

### (2-4-2-1) الواجهة الرئيسية (الشرقية):

اعتمد المصمم المعماري في تصميمه للواجهة الرئيسية للمبنى استخدام عناصر إنشائية تقليدية كالأقواس والأعمدة مؤكداً فكرته التصميمية بالإضافة إلى وجود القبة الكروية المركزية التي تتوسط المبنى .



EAST (MAIN) ELEVATION

شكل (٦-٢) الواجهة الرئيسية

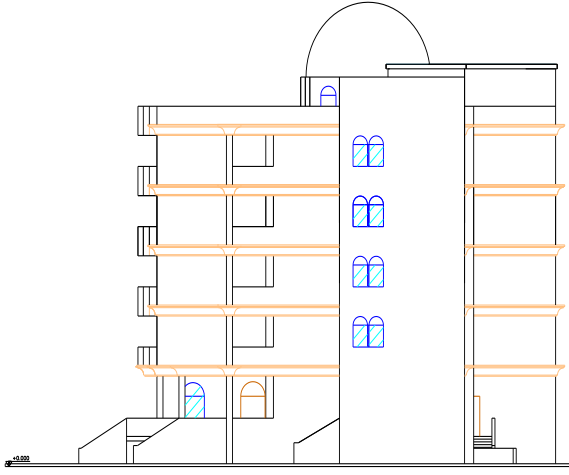
## (2-4-2-2) الواجهة الغربية:

اعتمد المصمم المعماري في تصميمه للواجهة الغربية للمبنى ابراز للعناصر الانشائية  
لاظهار جمال الواجهة من خلال عمل بروزات للاعمدة ، بالاضافة لوجود القبة الكروية  
المركزية التي تتوسط الواجهة .

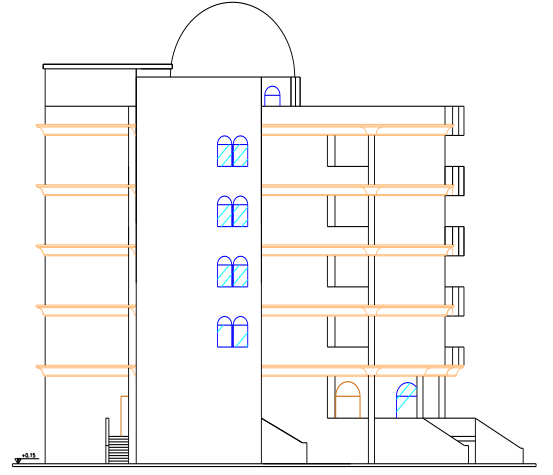


شكل (٧-٢) الواجهة الغربية

(2-4-2-3) اما الواجهتين الشمالية والجنوبية فقد كانتا متماثلتين من حيث التصميم المعماري .



NORTH ELEVATION



SOUTH ELEVATION

شكل (٨-٢) الواجهتين الشمالية و الجنوبية

## الفصل الثالث

# 3

### الدراسات الإنشائية

مقدمة	١-٣
هدف التصميم الإنشائي	٢-٣
الإختبارات العملية.	٣-٣
الدراسات النظرية وطريقة العمل	٤-٣
١-٤-٣ الأحمال	
١-١-٤-٣ الأحمال الميتة	
٢-١-٤-٣ الأحمال الحية	
٣-١-٤-٣ الأحمال البيئية	
العناصر الإنشائية المستخدمة	٥-٣
١-٥-٣ العقدات	
١-١-٥-٣ العقدات المصمتة (Solid Slabs)	
٢-١-٥-٣ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed)	
٣-١-٥-٣ عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed)	
٤-١-٥-٣ Flat slab	
٥-١-٥-٣ القبة القشرية (shell structure)	
٢-٥-٣ الجسور	
٣-٥-٣ الأعمدة	
٤-٥-٣ الجدران الحاملة (جدران القص)	
٥-٥-٣ فواصل التمدد	
٦-٥-٣ اساسات	
٧-٥-٣ الأدرج	
٨-٥-٣ الجدران الإستنادية	

### ١-٣ مقدمة:

بعد أن تم دراسة المشروع من الناحية المعمارية لابد من تطبيق جميع الأفكار والمقترحات المعمارية للمبنى من خلال تصميم إنشائي يلبي هذه الأفكار والقوانين الهندسية ، والهدف الرئيسي لعملية التصميم الإنشائي هو ضمان وجود مزايا التشغيل فيه مع الاخذ بعين الاعتبار الابعاد الاقتصادية له.

يعتمد التصميم الإنشائي بشكل اساسي على تصميم كافة العناصر الإنشائية بحيث تقاوم كافة الاحمال التي تؤثر عليها وبالتالي يجب وصف كافة هذه العناصر وصفا دقيقا يلبي متطلبات الحسابات الهندسية لهذا المشروع بالاضافة للحفاظ على التصميم المعماري وعدم تغييره .

### ٢-٣ هدف التصميم الإنشائي :

يعتبر الهدف الرئيسي للتصميم الإنشائي هو انتاج مبنى آمن متكامل ومترايط لجميع النواحي الهندسية والإنشائية ، ومقاوم للمؤثرات الخارجية من زلازل ورياح وهبوط بالتربة ، لذلك لابد من تحديد العناصر الإنشائية ويكون ذلك بناءً على مايلي:

- عامل الأمان ( Safety factor ): ويتحقق هذا العامل من خلال اختيار مقاطع إنشائية قادرة على تحمل كافة القوى والأحمال والاجهادات الواقعة عليه.
- التكلفة الاقتصادية (Economy Cost): ويتحقق هذا العامل بالإعتماد على نوع المواد المستخدمه في البناء بحيث تكون مناسبة التكلفة وتلبي الغرض المستخدمه لأجله.
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد ( Deflection ) و تجنب التشققات (Cracks) المثيرة لإزعاج المستخدمين.
- الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

### ٣-٣ الإختبارات العملية:

قبل القيام بتصميم أي مشروع إنشائي لابد من القيام ببعض الإختبارات والفحوصات للتربة لمعرفة قوة تحملها ومواصفاتها ونوعها، ومعرفة منسوب المياه الجوفية وعمق الطبقة التأسيسية المناسبة لوضع الأساسات، وذلك من خلال عمل ثقب بأعداد وأعماق مناسبة مدرسه، وأخذ عينات من هذه التربة وعمل الفحوصات اللازمة عليها.

### ٣-٤ الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل:

ان من أهم الأعمال للقيام بعملية التحليل والتصميم هو القيام بالدراسة النظرية للمشروع للوصول الى أفضل ما يكون من عمليات التحليل والتصميم، ويكون ذلك بعد دراسة العناصر الإنشائية بشكل كامل للمبنى وتحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر للوصول إلى التصميم المتين والأمن وطريقة العمل المناسبة.

#### ٣-٤-١ الأحمال:

هناك مجموعة من الأحمال واقعة على العناصر الإنشائية التي سوف يتم تصميمها بحيث تكون قادرة على تحملها ومقاومتها دون حدوث انهيار للمنشأة أو أي هبوط زائد، وتنقسم هذه الأحمال الى قسمين :

١ - الأحمال الرئيسية ( المباشرة ) : وهذه الأحمال تتضمن الأحمال الميتة والأحمال الحية والأحمال البيئية .

٢ - الأحمال الثانوية ( غير المباشرة ) : وتشمل انكماش الجفاف للخرسانة ، والتأثير الحراري وهبوط الأساس .

لذلك تجب الدقة المتناهية في حسابات الأحمال، حيث أن الخطأ في مثل هذه الحسابات يؤثر سلباً على التصميم الإنشائي وقد يكون هذا الخطأ فادحاً وقد يؤدي الى خسائر بشرية ومادية.

#### ٣-٤-١-١ الأحمال الميتة:

هي القوى الدائمة الناتجة عن الجاذبية كالأثقال على مختلف أنواعها ، سواء منها الأثقال الذاتية للمنشأ ، أو أثقال العناصر الثابتة فوقه ، أو القوى الجانبية الناتجة عن الأثقال الخارجية، كقوة دفع التربة للجدران الساندة مثلاً. وتدخل ضمن الأحمال الميتة أوزان العناصر المركزة عليه بصورة دائمة، كالقسامات محددة الموقع والجدران وأعمال الأرضيات والقضبان وكساء الجدران والتمديدات والتركيبات الكهربائية والميكانيكية والمعمارية .

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

جدول (١-٣) الكثافة للمواد المستخدمة (حسب الكود الاردني)

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m <sup>3</sup> )
1	البلاط	22
2	المونة	23
3	الخرسانة	25
4	الطوب الخرساني المفرغ سمك ١٠ سم	14.5
5	القضارة	23
٦	الرمل	17

ملاحظة: تحسب أوزان القواطع بقيمة (2.38) KN/m<sup>2</sup>. (حسب الكود الأردني).

### ٢-١-٤-٣ الأحمال الحية:

هي الأحمال التي تتعرض لها المباني والإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة ، أو هي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع خلال عمر المبنى، والتي تؤثر بشكل رأسي، وتوضع بشكل مؤقت ويمكن نقلها، ومن هذه الأوزان:

١. الأجهزة والمعدات.
  ٢. وزن الأثاث.
  ٣. القواطع المتحركة (غير محددة الموقع) .
  ٤. واهم ما يمثلها الأشخاص مستخدمي هذا المبنى.
- هذه الأحمال تم تقديرها حسب استخدام المنشأة وتم وضعها في جداول خاصة حسب الكود الأردني، منها:

جدول (٣-٢) الأحمال الحية

الحمل الحي (KN/m <sup>2</sup> )	طبيعة الاستخدام	الرقم المتسلسل
5.0	المخازن	1
4.0	الأدراج	2
5.0	المطاعم	3
2.0	غرف النوم والحمامات	4
3.0	المطابخ	5
4.0	الممرات والمداخل والأدراج	6
4.0	قاعات التجمع	7
4.0	الشرفات	8

### ٣-٤-١-٣ الأحمال البيئية:

هي نوع ثالث من الأحمال الهامة التي يجب أخذها بعين الاعتبار عند التصميم، وهذه الأحمال تتمثل في:

١ - الرياح: عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها بشكل أكبر في المباني المرتفعة، وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة، والعديد من العوامل الأخرى. وتتم مقاومة هذا النوع من القوى عن طريق جدران القص المستخدمة في المباني حيث يقدر ضغط الرياح من خلال سرعة الرياح في المنطقة المقترحة للبناء.

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

- الوزن النوعي للثلج .
- ارتفاع المنشأ عن سطح البحر .
- ميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج.

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

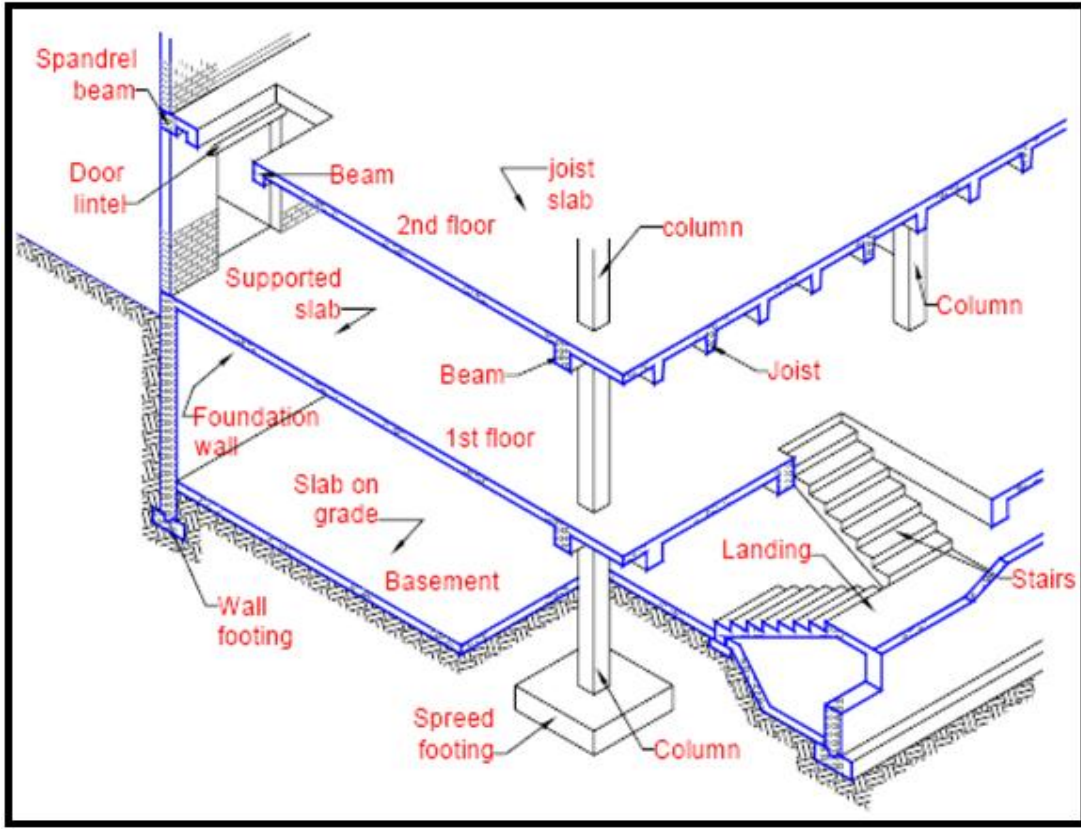
الجدول (٣-٣): قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر (حسب الكود الأردني)

أحمال الثلوج (KN /M <sup>2</sup> )	علو المنشأ عن سطح الأرض (H) (بالمتر )
0	$h < 250$
$(h-250) / 800$	$500 > h > 250$
$(h-400) / 320$	$1500 > h > 500$

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

### ٣-٥ العناصر الإنشائية:

يتكون المبنى عادةً من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تترابط مع بعضها لتحافظ على سلامة المبنى وضمان أداء وظيفته، ومن أهم هذه العناصر العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغير ذلك.



الشكل رقم (٣-١): بعض العناصر الإنشائية المكونة للمباني.

### ١-٥-٣ العقدات:

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

ونظرا لوجود العديد من الفعاليات في هذا المشروع ،وتنوع المتطلبات المعمارية تم اختيار عدة أنواع من العقدات كل حسب ما هو ملائم لموقعه وللأحمال التي يتعرض لها بالإضافة إلى الشكل المعماري المطلوب ،والذي سيوضح في التصميم الإنشائية في الفصول اللاحقة، وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :

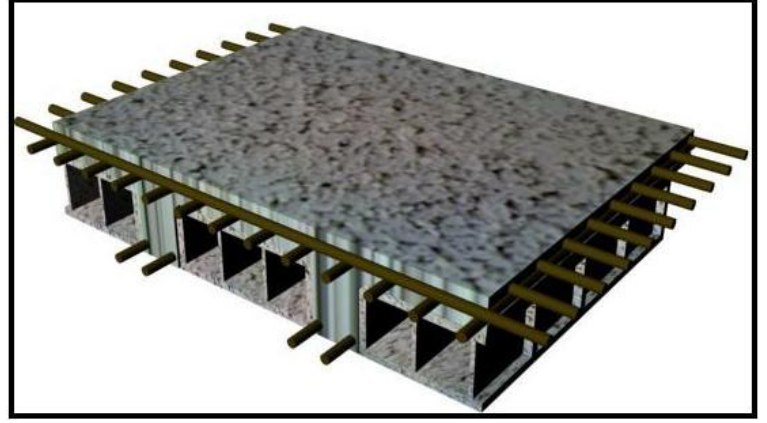
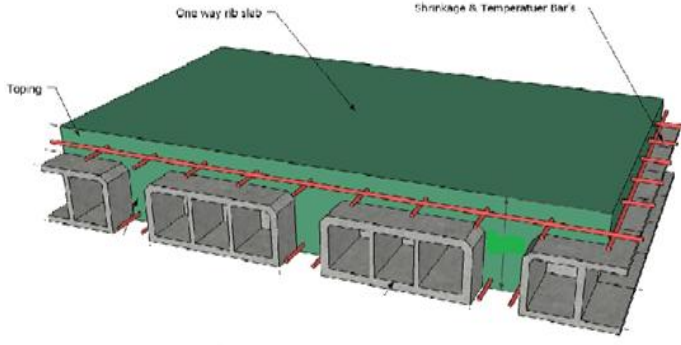
- (١) العقدات المصمتة (Solid Slabs).
- (٢) عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab) .
- (٣) عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab) .
- (٤) Flat plate without interior beams or drop panels.

### ٣-٥-١-١: العتدات المصمتة (Solid Slabs)

وينقسم هذا النوع من العتدات إلى قسمين وهما: عتدات مصمتة ذات اتجاه واحد، و عتدات مصمتة ذات اتجاهين وسيتم استخدام النوع الأول من هذه العتدات في بعض عتدات بيت الدرج.

### ٣-٥-١-٢: عتدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab)

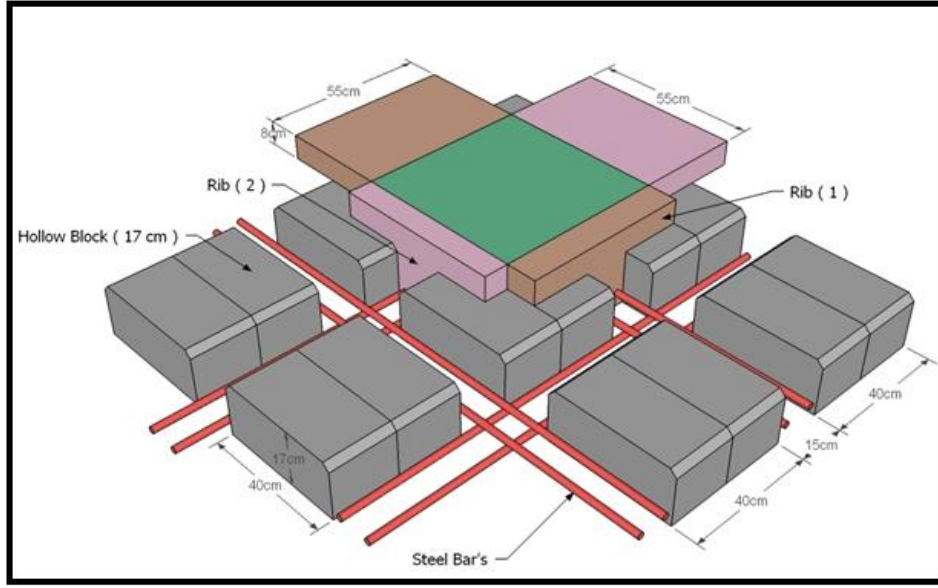
تستخدم هذه العتدات عندما يراد تغطية مساحة بدون جسور ساقطة ، وقد تم استخدام هذه البلاطات في جميع طوابق هذا المشروع فيما عدا ما ذكر سابقاً لخفة وزنها وفعاليتها.



الشكل رقم (٣-٢): عتدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

### ٣-٥-١-٣: عتدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab)

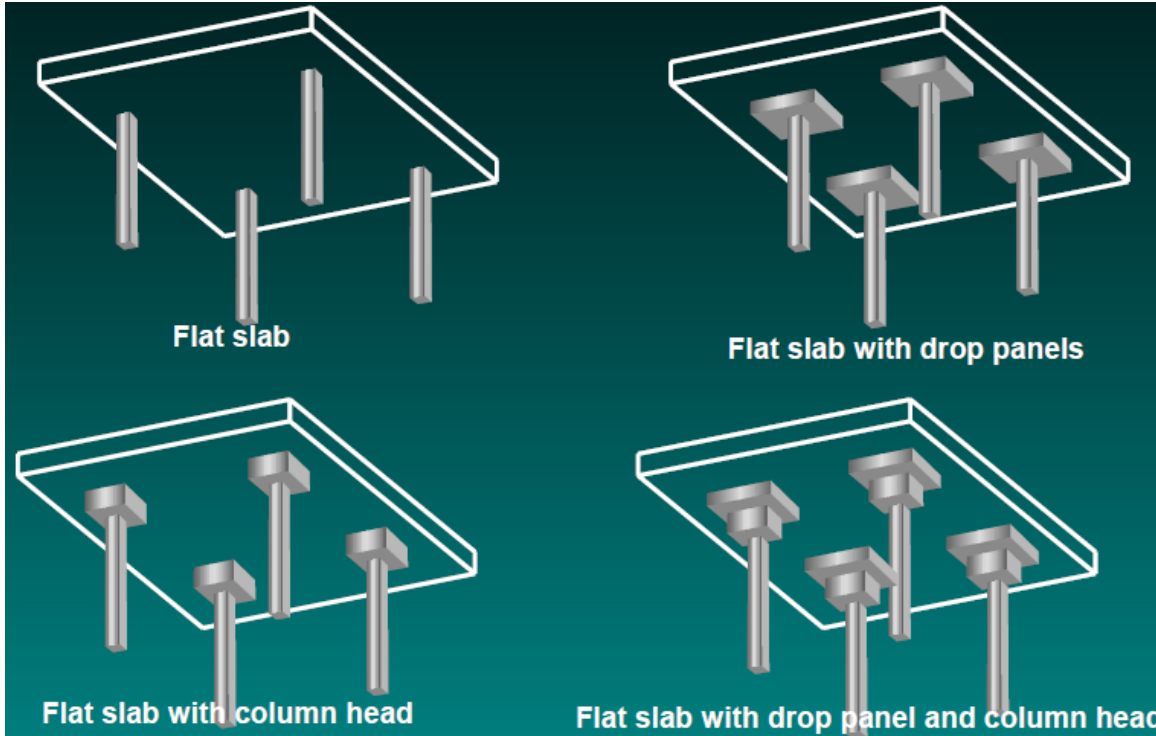
والتي تم استخدامها لبعض أجزاء المبنى وخاصة للأجزاء ذات البحور الكبيرة نسبياً.



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

### ٣-٥-١-٤ : ( Flat Plate )

هي عبارة عن عقدة مصممة مسلحة بطبقتين من الحديد، مدعومة مباشرة بالأعمدة من دون استخدام الجسور، وبسبب ضعف تحملها لقوى القص يضاف أحيانا إليها عند التقاءها بالعمود ما يسمى بـ (drop panels) أو ( column head ) وذلك لزيادة تحملها لقوى القص ، وتتميز بأنها تعطي المصمم المعماري مرونة في توزيع الفعاليات في المبنى وتسمح للمالك بتغيير موقع القواطع ، هذا بالإضافة لسهولة تنفيذها وسرعته حيث يمكن استخدام شبكات حديد جاهزة ، والشكل التالي يوضح الأشكال الممكنة لهذا النوع من العقدات:



شكل (٤-٣) flat plate sample:

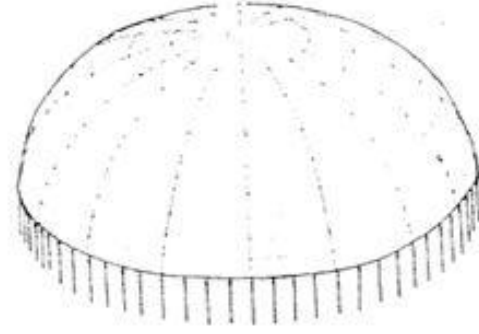
### ٥-١-٥-٣ القبة القشرية (shell structure):

تستخدم القبة القشرية لتغطية البحور الواسعة دون الحاجة لوجود أعمدة داخلها ( مثل المساجد وصالات المعارض ..... الخ ) .

القبة يمكن أن تكون من الخرسانة أو المعدن أو الخشب ، قوى الرياح التي تتعرض لها القبة الخرسانية لا تمثل خطورة لها ولكن قد يظهر تأثيرها عند تعرض القبة ذات الإطارات المعدنية أو الخشبية لها ، ذلك بسبب وجود فرق بين السلوك الإنشائي للمواد المشيدة منها هذه القباب .

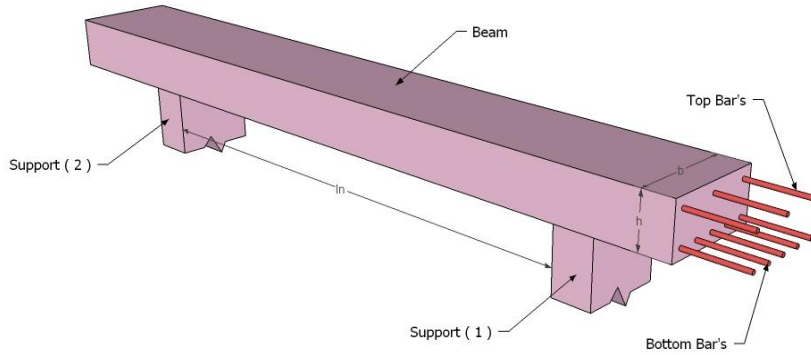
يوجد جسر دائري عند حافة القبة ويقوم بمهمة مقاومة القوى العمودية أو الأفقية التي قد تنتج حسب شكل القشور . والشكل التالي يوضح القبة القشرية :

شكل رقم (٥-٣) : القبة القشرية



### ٣-٥-٢ الجسور:

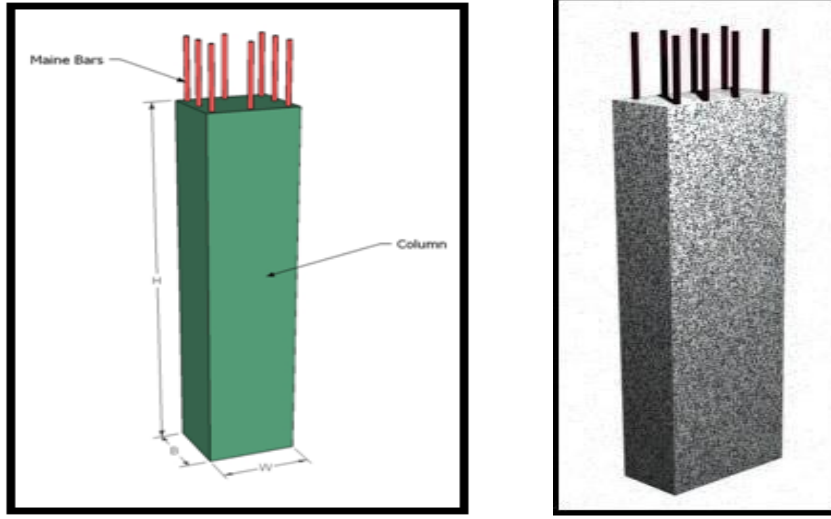
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة، وهي نوعين، جسور مسحورة \_ أي مخفية داخل العقدات \_ والجسور الساقطة "Dropped Beams" وهي التي تبرز عن العقدة للأسفل، ونظرا للمسافات المتقاربة بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع ، فإن الجسور التي سوف تستخدم في جميع العقدات ستكون مسحورة.



الشكل رقم (٣-٦): الجسور المسحورة.

### ٣-٥-٣ الأعمدة:

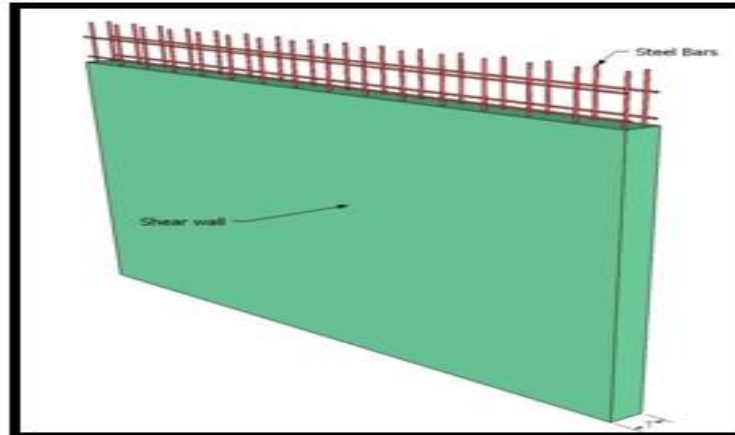
تعتبر الأعمدة العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات، حيث ان فشل او انهيار احد اعمد المبنى قد يؤدي لانهدام المبنى كاملا وتعريض مستخدميه للخطر وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها ، وأما بالنسبة إلى الأعمدة المستخدمة في هذا المنشأ فهي متنوعة من حيث الشكل فمنها ما هو دائري وأخرى مستطيلة الشكل ، ويبين الشكل (٣-٤) عدد من مقاطع الأعمدة.



الشكل رقم (٧-٣): أحد أشكال الأعمدة.

### ٣-٥-٤ الجدران الحاملة وجدران القص:

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall). وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها بشكل مبدئي للمبنى ، وتمثل هذه الجدران بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل معظمها كجدران قص تقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ، ويجب توفرها في الاتجاهين .



الشكل رقم (٨-٣): جدار القص.

### ٣-٥-٥ فواصل التمدد:

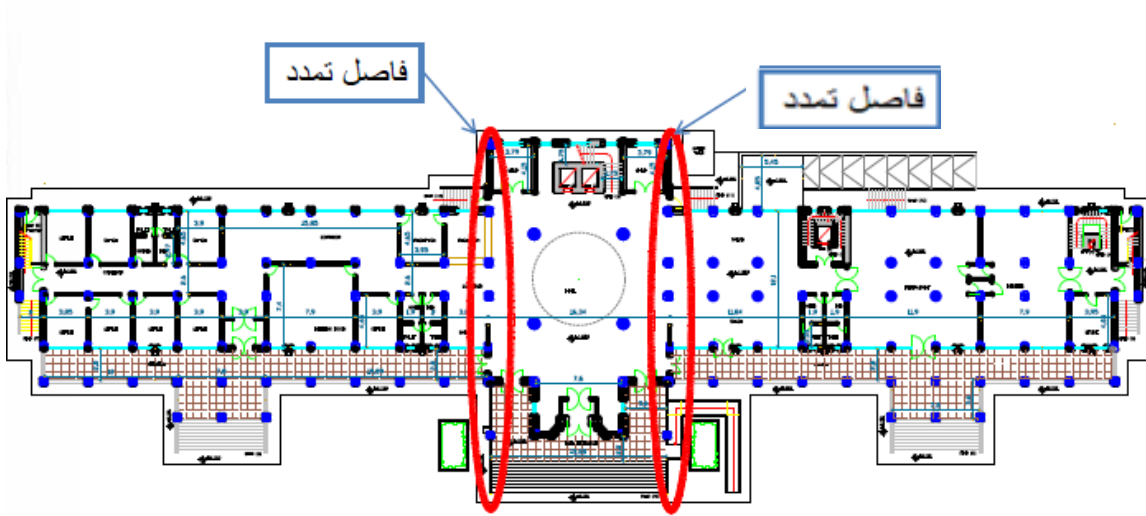
في المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة تنفذ فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط، وقد تكون الفواصل للغرضين معاً، ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها وفقاً لما يلي:

١ - ينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ حسب الكود المعتمد، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها. وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:

- (40m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.
- (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.
- (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
- (28m) في المناطق الجافة.

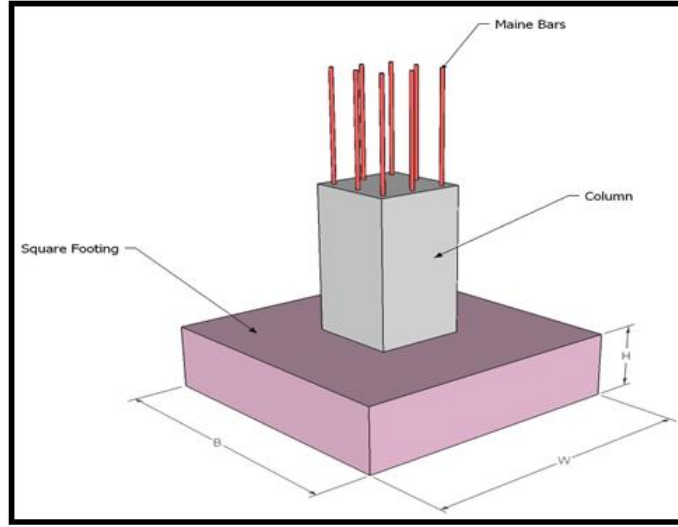
٢ - يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (3cm).

وفي هذا المشروع احتجنا إلى استخدام هذه الفواصل بسبب عرض المبنى الكبير، وهي موضحة في المخططات المعمارية.



### ٣-٥-٦ الأساسات:

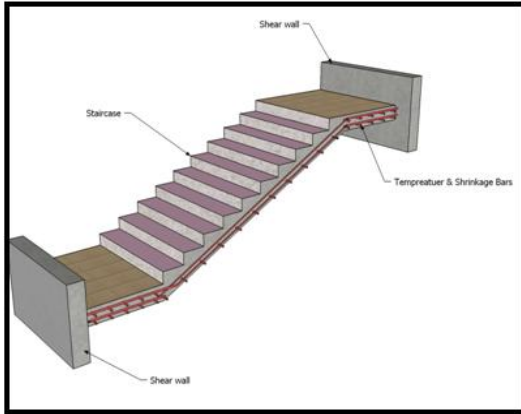
بالرغم من أن الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى، ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة ومن ثم إلى الأساسات التي بدورها توزع الحمل على التربة، وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعاً لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس ونظراً لما يتخذه هيكل هذا المنشأ من شكل متدرج ليتلاءم وطبوغرافية الأرض.



الشكل رقم (٣-٩): شكل أحد انواع الأساسات.

### ٣-٥-٧ الأدرج:

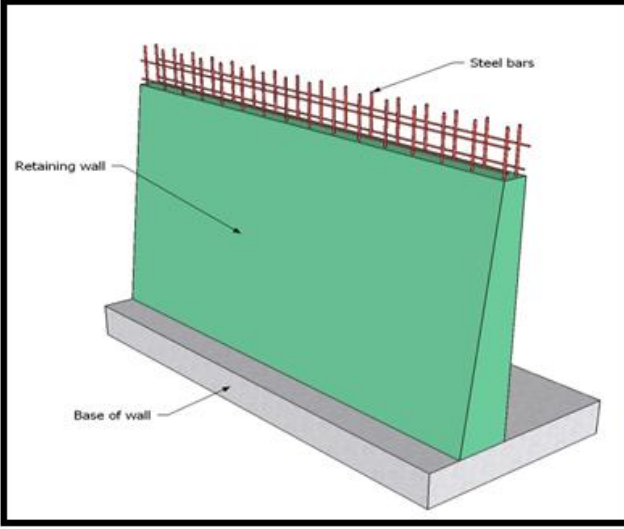
عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الراسي بين المستويات المختلفة المناسب. وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع.



الشكل رقم (٣-١٠): تسليح الأدرج.

### ٣-٥-٨ الجدران الاستنادية:

بسبب الاختلاف الواضح في مناسيب قطعة أرض المشروع ووجود طباق التسوية، كان لا بد من استخدام جدران استنادية لحماية التربة من الانهيار أو الانزلاق.



الشكل رقم (٣-١١): جدار استنادي.

# Chapter Four

## Structural analysis and design

---

# 4

**4 - 1 Introduction.**

**4 - 2 Determination of thickness.**

**4.2.1 Determination of Thickness for One Way Rib Slab:-**

**4.2.2 Determination of Thickness for Two Way Rib Slab:-**

**4 - 3 Design of Topping.**

**4 - 4 Design of ribs**

**4.4.1 flexural Design for (Rib 1)**

**4.4.2 Design of Shear for (Rib 1)**

**4 - 5 Design of Beam (B 07)**

**4.5.1 flexural Design for Beam (B 07)**

**4.5.2 Design of Shear for Beam (B 07 )**

**4.6 Design of Two Way Ribbed Slab**

**4.7 Design of One-way solid slab (stair slab)**

**4.8 Design of Flat Plate**

**4.9 Design Of Spherical Shell Dom**

**4.10 Design of ring beam**

**4.11 Design of circular spiral Short Column(C15) in Basement**

**4.12 Design of Rectangular tied Long Column (C126 in the Ground floor**

**4.13 Design of Isolated Footing (F8)**

**4.14 Design Of Wall Footing**

**4.15 Design of Stairs**

**4.16 Design of Basement wall**

**4.17 Design of Shear wall**

**4.18 Design of retaining wall**

## Structural analysis and design

### 4.1 Introduction:

Concrete is a construction material composed of cement (commonly Portland cement) as well as other cementitious materials such as fly ash and slag cement, aggregate (generally a coarse aggregate such as gravel, limestone, or granite, plus a fine aggregate such as sand), water, and chemical admixtures. The word concrete comes from the Latin word "concretus", which means "hardened" or "hard".

Concrete solidifies and hardens after mixing with water and placement due to a chemical process known as hydration. The water reacts with the cement, which bonds the other components together, eventually creating a stone-like material. Concrete is used to make pavements, architectural structures, foundations, motorways/roads, bridges/overpasses, parking structures, brick/block walls and footings for gates.

In This Project, there are many types of structural members like slabs , beams, columns footing... etc . They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer Programs like " ATIR, ETABS, SAFE, STAADPRO Software" to find the internal forces, deflections and moments for beams and ribbed slabs, and then hand calculation would be made to find the required steel for some members.

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

## 4.2 Determination of Thickness of Ribbed Slab:

### 4.2.1 Determination of Thickness for One Way Rib Slab:

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

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

For rib (R1) in basement floor slab , (from face of beam to face of beam):

$$h_{\min} \text{ for one-end continuous} = \frac{L}{18.5} = \frac{3.2}{18.5} = 0.173m$$

For rib (R2) in basement floor slab , (from face of beam to face of beam):

$$h_{\min} \text{ for both-end continuous} = \frac{L}{21} = \frac{3.25}{21} = 0.15m$$

For beam (B07) in basement floor slab , (from face of col. to face of col.):

$$h_{\min} \text{ for one-end continuous} = \frac{L}{18.5} = \frac{4.2}{18.5} = 0.227m$$

$$h_{\min} \text{ for both-end continuous} = \frac{L}{21} = \frac{4.1}{21} = 0.195m$$

For beam (B15) in basement floor slab, (from face of col. to face of col.):

$$h_{\min} \text{ for simply supported beam} = \frac{L}{16} = \frac{3.8}{16} = 0.238m \text{ .....control}$$

For Ground Floor slab :

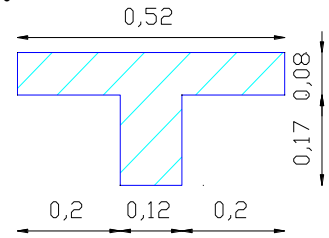
For rib (R18) in Ground floor slab , (from face of beam to face of beam):

$$h_{\min} \text{ for one-end continuous} = \frac{L}{18.5} = \frac{3.8}{18.5} = 0.205m$$

### 4.2.2 Determination of Thickness for Two Way Rib Slab:

$$\bar{Y} = \frac{\sum A.Y}{\sum A}$$

$$\bar{Y} = \frac{0.4 * 0.08 * 0.04 + 0.12 * 0.25 * 0.125}{2 * 0.2 * 0.08 + 0.12 * 0.25} = 0.081129 \text{ m}$$

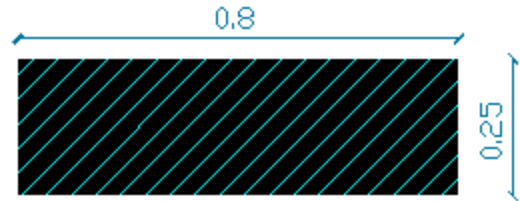


$$I_{rib} = \frac{0.52 \times (0.081129)^3}{3} - \frac{(0.52 - 0.12) \times (0.001129)^3}{3} + \frac{0.12 \times (0.168871)^3}{3}$$

$$I_{rib} = 2.851876344 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{slab1} = \frac{2.851876344 * 10^{-4}}{0.52} \times \frac{7.2}{2} = 1.974376 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_{slab2} = \frac{2.851876344 * 10^{-4}}{0.52} \times \frac{6.7}{2} = 1.837 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$



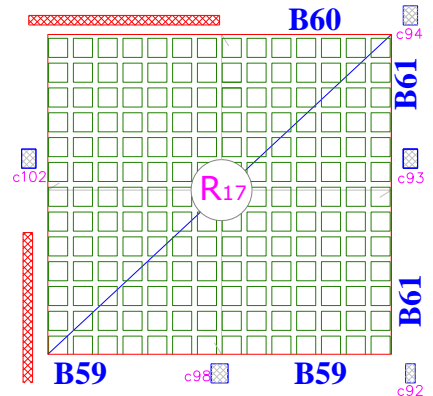
$$I_{beam} = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} * 0.8 * (0.25)^3 = 1.042 * 10^{-3}$$

$$\alpha_1 = \frac{I_{beam}}{I_{slab1}} = \frac{1.042 \times 10^{-3}}{1.974 \times 10^{-3}} = 0.5279$$

$$\alpha_2 = \frac{I_{beam}}{I_{slab2}} = \frac{1.0417 \times 10^{-3}}{1.837 \times 10^{-3}} = 0.5671$$

$$\alpha_m = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} = \frac{0.5279 + 0.5671}{2} = 0.54748$$

$$0.2 < \alpha < 2 \implies 0.2 < 0.54748 < 2$$



According to ACI-code:

Fig. (4-1) two way rib slab

$$h_m = \frac{\ln(0.8 + f_y / 1500)}{36 + 5\beta(\alpha - 0.2)} \quad \text{ACI-318-02 ( Eq: 9-1)}$$

$$\beta = \frac{L_a}{L_b} = \frac{7.2}{6.7} = 1.075$$

$$h_m = \frac{7.2(0.8 + 400/1500)}{36 + 5 * 1.075(0.54748 - 0.2)} = 0.2028 \text{ m}$$

We select from one & two way rib slab, The Thickness Rib Slab = 25 cm

### 4.3 Design of Topping:

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

$$q_u = 1.2DL + 1.6L \quad \text{ACI - 318 - 02 (9.2.1)}$$

Live Load = 4 KN/m<sup>2</sup>.

Dead load of topping:

No.	Parts	Calculation KN/m <sup>2</sup>
1	Tile	.03*22 = .66
2	Mortar	.02*23 = .46
3	Sand Fill	0.07*17 = 1.19
4	Topping	0.08*25 = 2
5	Partition	2.38
		6.69
		KN/m <sup>2</sup>

Table (4-1) load calculation of topping

Total Factored Load:

$$q_u = 1.2 DL + 1.6 LL$$

$$= 1.2 * 6.69 + 1.6 * 4 = 14.428 \text{ KN/m}^2$$

$$\rightarrow Mu = \frac{W_u * l^2}{12} = 14.428 * 0.4^2 / 12$$

$$= .192 \text{ KN.m.}$$

$$\rightarrow Mn = 0.42 \sqrt{f'c} * \frac{bh^2}{6}$$

$$= 0.42 \sqrt{24} * \frac{1000 * .08^2}{6} = 2.19 \text{ KN.m.}$$

$$\rightarrow \phi * Mn = 0.55 * 2.19 = 1.2 \text{ KN.m.}$$

$$\rightarrow \phi * Mn = 1.2 > Mu = 0.192 \text{ KN.m.}$$

No structural reinforcement is required .

Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

$$\rho = 0.0018$$

$$As = \rho * b * h = 0.0018 * 100 * 8 = 1.44 \text{ cm}^2.$$

Use 1  $\phi$  8 @ 25cm in both dir

## 4.4 Design of ribs :

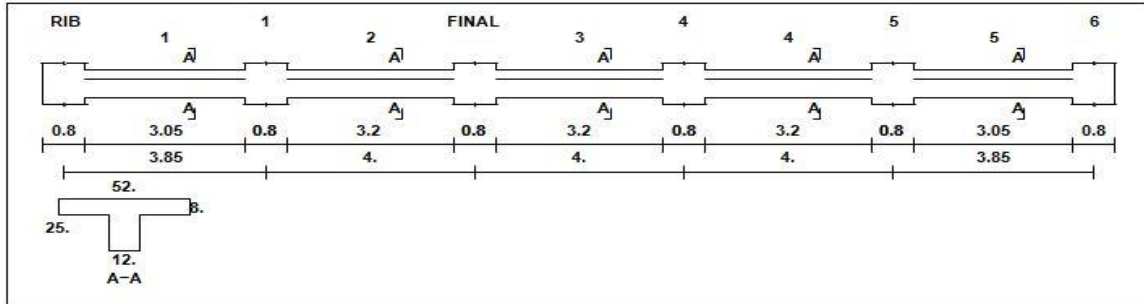


Fig.(4-2) geometry of rib (1).

### 4.4.1 Load Calculations:

Dead load of ribs:

No.	Parts of Rib	Calculation
1	Tile	$0.03 \times 0.52 \times 22 = 0.343$ KN/m
2	Mortar	$0.02 \times 0.52 \times 23 = 0.239$ KN/m
3	Sand Fill	$0.07 \times 0.52 \times 17 = 0.619$ KN/m
4	Topping	$0.08 \times 0.52 \times 25 = 1.04$ KN/m
5	Block	$0.17 \times 0.4 \times 9 = 0.612$ KN/m
6	Rib	$0.17 \times 0.12 \times 25 = 0.51$ KN/m
7	Plaster	$0.02 \times 0.52 \times 23 = 0.239$ KN/m
8	Partition	$2.38 \times 0.52 = 1.23$ KN/m
		<b>4.84</b> KN/m/rib

Table (4-2) dead load of ribs

$$D.L._{total} = 0.343 + 0.239 + 0.619 + 1.04 + 0.612 + 0.51 + 0.239 + 1.2376 = 4.84 \text{ KN/m of rib}$$

$$\text{Total dead load} = 4.84 / 0.52 = 9.3 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Live load} = 4 \times 0.52 = 2.08 \text{ KN/m of rib}$$

$$\text{Factored dead Load} = 1.2 \times 4.84 = 5.8 \text{ KN/m}$$

$$\text{Factored live Load} = 1.6 \times 2.08 = 3.328 \text{ KN/m}$$

## 4.4.2 Flexural Design of (Rib 1):

### 4.4.2 .1 Flexural design of Positive Moment for (Rib 1-span 1):

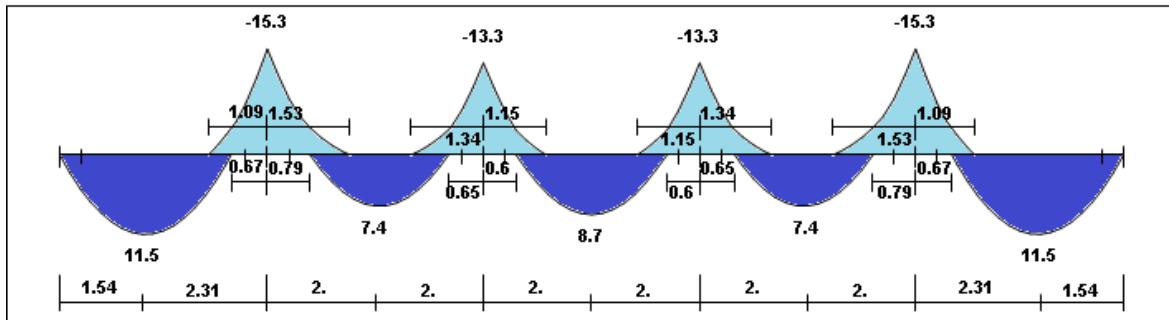


Fig. (4-3) Moment diagram of rib (1)

Effective Flange width ( $b_E$ )

ACI-318-02 (8.10.2)

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

$$b_E \leq \frac{L}{4} = \frac{3.85}{4} = 0.9625 \text{ m}$$

$$b_E \leq 16 \cdot t_f + b_w = 16 \cdot 0.08 + 0.12 = 1.4 \text{ m}$$

$$b_E \leq \text{distance c/c between beams} = 0.52 \dots \dots \dots \text{control}$$

» Use  $M_u$  max positive for span = 11.5 kN.m

$$M_{n \text{ required}} = \frac{11.5}{0.9} = 12.78 \text{ kN.m}$$

» Determination whether the rib will act as a rectangular or T – section:

$$d = 250 - 20 - 8 - 6 = 216 \text{ mm}$$

$$t_f = 8 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} M_{n \text{ flang}} &= 0.85 f_c' \cdot b_E \cdot t_f \cdot \left(d - \frac{t_f}{2}\right) \\ &= 0.85 \cdot 24 \cdot 10^3 \cdot 0.52 \cdot 0.08 \cdot \left(0.216 - \frac{0.08}{2}\right) \end{aligned}$$

$$M_{n \text{ flang}} = 149.36 \text{ KN.m}$$

$$\Phi M_{n \text{ flang}} = 0.9 \cdot 149.36 = 134.42 > M_u = 11.5 \text{ KN.m}$$

Design as a rectangular with  $b_E = 52 \text{ cm}$

$$A_s \text{ min} \geq \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \quad \text{ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s \min \geq \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(120)(216) = 79.36 \text{mm}^2$$

$$A_s \min \geq \frac{1.4}{(f_y)}(bw)(d) = \frac{1.4}{400}(120)(216) = 90.72 \text{mm}^2 \dots\dots\dots \text{control}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{400}{0.85(24)} = 19.6$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{12.78 * (10)^{-3}}{(0.520)(0.216)^2} = 0.527$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.527}{400}} \right) = 0.001335$$

$$A_s = 0.001335(520)(216) = 149.94 \text{mm}^2 > A_s \min = 90.72 \text{mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = \frac{A_s}{A_s \text{ bar}} = \frac{150}{79} = 1.9 \quad * \text{ Note } A_{\Phi 10} = 79 \text{mm}^2$$

Select bottom bars 2Φ10 , Total  $A_s$  (provide) = 158 mm<sup>2</sup>

**\* Check strain:**

Tension = Compression

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

$$158 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 5.96 \text{mm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{5.96}{0.85} = 7.0 \text{mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{d - c}{c} \times 0.003 = \frac{216 - 7}{7} \times 0.003 = 0.0896 > 0.005 \dots\dots\dots \text{ok}$$

#### 4.4.2 .2Flexural Design of negative Moment for (Rib 1 –span 1):

$$M_u = 15.3 \text{ kN.m}$$

$$M_n = 15.3 / 0.9 = 17 \text{ kN.m}$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{14.4 * (10)^{-3}}{(0.120)(0.216)^2} = 3.036 \quad , \quad m = 19.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}} \right) = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 3.036}{400}} \right) = 0.008258 A_s$$

$$= 0.008258(120) (216) = 214.06 \text{mm}^2 > A_s \text{ min} = 90.72 \text{mm}^2$$

$$2 \Phi 12 = 226 \text{ mm}^2 > 214 \text{ mm}^2$$

Select bar 2  $\Phi$  12 , Total  $A_s$  (provide) = 226  $\text{mm}^2$

#### \* Check strain:

Tension = Compression

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

$$226 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 36.93 \text{mm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{36.93}{0.85} = 43.44 \text{mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{216 - 43.44}{43.44} \times 0.003 = 0.0119$$

$$\epsilon_s = 0.0119 > 0.005 \dots \dots \dots ok$$

#### 4.4.2 .3Flexural design of Positive Moment for (Rib 1-span 2):

Effective Flange width (  $b_E$  )

ACI-318-02 (8.10.2)

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

$$b_E \leq \frac{L}{4} = \frac{4}{4} = 1 \text{ m}$$

$$b_E \leq 16 * t_f + b_w = 16 * 0.08 + 0.12 = 1.4 \text{ m}$$

$$b_E \leq \text{distance c/c between beams} = 0.52 \dots \dots \dots \text{control}$$

» Use  $M_u$  max positive for span = 11.5 kN.m

$$M_{n \text{ required}} = \frac{11.6}{0.9} = 12.89 \text{ kN.m}$$

» Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:

$$d = 250 - 20 - 8 - 6 = 216 \text{ mm}$$

$$t_f = 8 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} M_{n \text{ flang}} &= 0.85 f_c' \cdot b \cdot b_E \cdot t_f \cdot \left(d - \frac{t_f}{2}\right) \\ &= 0.85 \cdot 24 \cdot 10^3 \cdot 0.52 \cdot 0.08 \cdot \left(0.216 - \frac{0.08}{2}\right) \end{aligned}$$

$$M_{n \text{ flang}} = 149.36 \text{ KN.m}$$

$\Phi M_{n \text{ flang}} = 0.9 \cdot 149.36 > M_u = 7.4 \text{ KN.m}$ .....Design as a rectangular

$$A_s \text{ min} \geq \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \quad \text{ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} \geq \frac{\sqrt{24}}{4(400)} (120)(216) = 79.36 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} \geq \frac{1.4}{(f_y)} (b_w)(d) = \frac{1.4}{400} (120)(216) = 90.72 \text{ mm}^2$$

Control .....90.72mm<sup>2</sup>

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{400}{0.85(24)} = 19.6$$

$$Kn = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{\frac{7.4}{0.9} \cdot (10)^{-3}}{(0.520)(0.216)^2} = 0.339$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 19.6 \cdot 0.339}{400}} \right) = 0.0008546$$

$$A_s = 0.0008546 (520) (216) = 96 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 90.72 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = \frac{A_s}{A_s \text{ bar}} = \frac{96}{79} = 1.215 \quad * \text{ Note } A_{\Phi 10} = 79 \text{ mm}^2$$

Select bottom bars 2Φ10 , Total As (provide) =158 mm<sup>2</sup>

**\* Check strain:**

Tension = Compression

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

$$158 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 5.96 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{5.96}{0.85} = 7.0 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{d-c}{c} \times 0.003 = \frac{216-7}{7} \times 0.003 = 0.0896 > 0.005 \dots \text{ok}$$

**4.4.2 .4 Flexural design of negative Moment for (Rib 1-span 2):**

The maximum negative moment from spans with support is

$$M_u = 13.3 \text{ kN.m}$$

$$M_n = 13.3 / 0.9 = 14.8 \text{ kN.m}$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{14.8 * (10)^{-3}}{(0.120)(0.216)^2} = 2.6395, \quad m = 19.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 2.6395}{400}} \right) = 0.0070916$$

$$A_s = 0.0070916(120)(216) = 183.81 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 90.72 \text{ mm}^2$$

$$2 \Phi 12 = 226 \text{ mm}^2 > 183.81 \text{ mm}^2$$

Select bar 2  $\Phi$  12 , Total  $A_s$  (provide) = 226  $\text{mm}^2$

**\* Check strain:**

Tension = Compression

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

$$226 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 36.93 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{36.93}{0.85} = 43.44 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{216 - 43.44}{43.44} \times 0.003 = 0.0119$$

$$\varepsilon_s = 0.0119 > 0.005 \dots \dots \text{ok}$$

#### 4.4.2 .5 Flexural design of Positive Moment for (Rib 1-span 3):

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

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

$$b_E \leq \frac{L}{4} = \frac{4}{4} = 1 \text{ m}$$

$$b_E \leq 16 \cdot t_f + b_w = 16 \cdot 0.08 + 0.12 = 1.4 \text{ m}$$

$$b_E \leq \text{distance c/c between beams} = 0.52$$

Control .....0.52m

» Use  $M_u$  max positive for span = 8.7 kN.m

$$M_{n \text{ required}} = \frac{8.7}{0.9} = 10.235 \text{ kN.m}$$

» Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:

$$d = 250 - 20 - 8 - 6 = 216 \text{ mm}$$

$$t_f = 8 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} M_{n \text{ flang}} &= 0.85 f_c' \cdot b \cdot b_E \cdot t_f \cdot \left( d - \frac{t_f}{2} \right) \\ &= 0.85 \cdot 24 \cdot 10^3 \cdot 0.52 \cdot 0.08 \cdot \left( 0.216 - \frac{0.08}{2} \right) \end{aligned}$$

$$M_{n \text{ flang}} = 149.36 \text{ KN.m}$$

$\Phi M_{n \text{ flang}} = 0.9 \cdot 149.36 > M_u = 8.7 \text{ KN.m} \dots \dots \dots$  Design as a rectangular

$$A_s \text{ min} \geq \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \quad \text{ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} \geq \frac{\sqrt{24}}{4(400)} (120)(216) = 79.36 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} \geq \frac{1.4}{(f_y)} (b_w)(d) = \frac{1.4}{400} (120)(216) = 90.72 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{control}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{400}{0.85(24)} = 19.6$$

$$Kn = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{\frac{8.7}{0.9} \cdot (10)^{-3}}{(0.520)(0.216)^2} = 0.4$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}} \right) = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.4}{400}} \right) = 0.001$$

$$A_s = 0.001 (520) (216) = 113 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ min}} = 90.72 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = \frac{A_s}{A_{s \text{ bar}}} = \frac{113}{79} = 1.43 \quad * \text{ Note } A_{\Phi 10} = 79 \text{ mm}^2$$

Select bottom bars 2Φ10 Total  $A_s$  (provide) = 158 mm<sup>2</sup>

### \* Check strain:

Tension = Compression

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

$$158 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 5.96 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{5.96}{0.85} = 7.0 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{d - c}{c} \times 0.003 = \frac{216 - 7}{7} \times 0.003 = 0.0896 > 0.005 \dots \dots \dots \text{ok}$$

### 4.4.3 Design of Shear for (Rib 1):

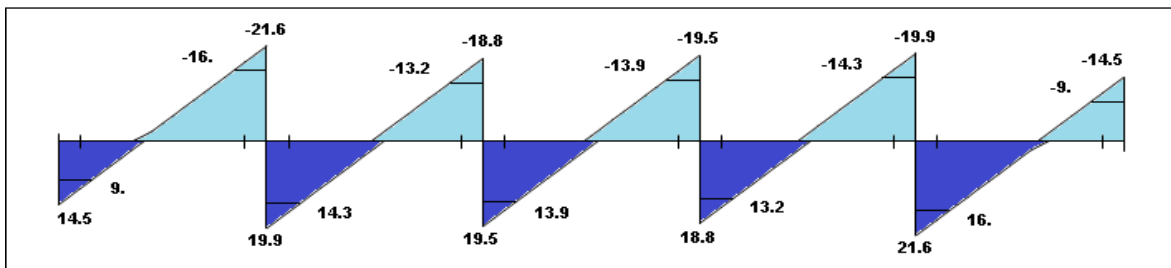


fig. (4-4) Shear diagram of rib (1)

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

$$= \frac{\sqrt{24}}{6} 0.12 * 0.216 * 1000$$

$$= 21.16 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 0.75 * 21.16 = 15.873 \text{ KN}$$

$$1.1 * 15.873 = 17.46 > 16$$

No shear required      Select Φ 8 @ 15cm

### 4.5 Design of Beam (B 07):-

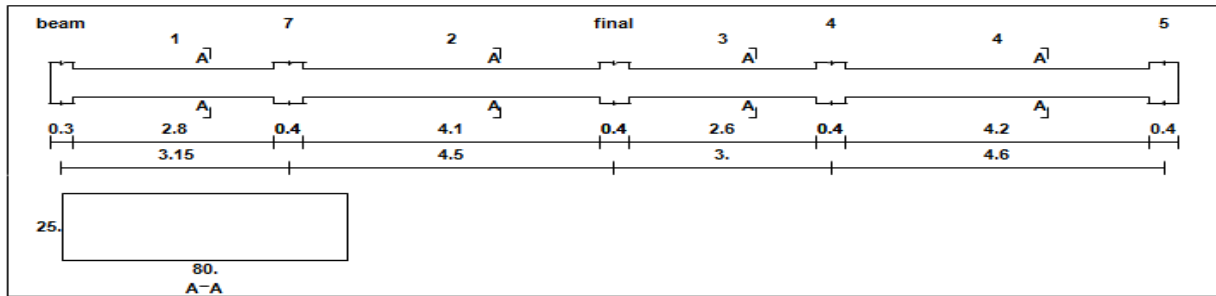


Fig (4-5)Geometry of beam (B07)

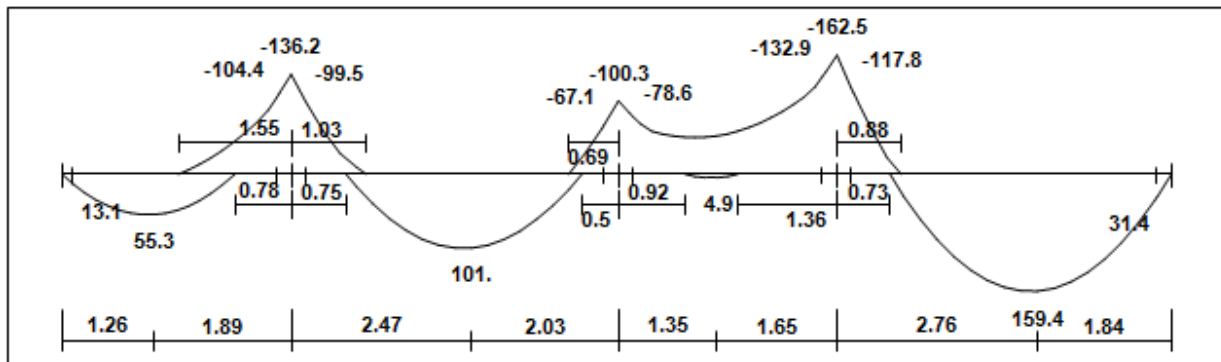


Fig (4-6)Moment diagram of beam (07)

Determining if the section is doubly or singly reinforced concrete section:

$$C_{\max} = \frac{0.003}{0.004 + 0.003} d = \frac{3}{7} * 190 = 81.43 \text{ mm}$$

$$\beta = 0.85 \dots \dots \dots f_c' \leq 28 \text{ MPa}$$

$$a_{\max} = 0.85 * C_{\max} = 0.85 * 81.43 = 69.22 \text{ mm}$$

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

$$Mn_{\max} = 0.85 * 24 * 0.8 * 0.06922 * \left( 0.19 - \frac{0.06922}{2} \right)$$

$$= 175.54 \text{ KN.m}$$

$$\phi = 0.65 + (0.004 - 0.002) * \frac{250}{3} = 0.817$$

$$\phi Mn_{\max} = 0.817 * 175.54 = 143.46 \text{ KN.m} > M_u = 55.3 \text{ KN.m} < 159.9 \text{ KN.m}$$

→ Singly Reinforced Section for spans 1, 2 and 3, But doubly for span 4.

## 4.5.1 flexural Design for Beam (B 07)

### 4.5.1.1 flexural Design of Positive Moment (B 07 - span 1):

$$b = 80 \text{ cm,}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$d = 250 - 40 - 10 - 10 = 190 \text{ mm}$$

$$M_u = 55.3 \text{ KN.m}$$

$$A_s^{\min} \geq \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(400)} (800)(190) = 465.4 \text{ mm}^2$$

$$A_s^{\min} \geq \frac{1.4}{(f_y)} (b_w)(d) = \frac{1.4}{400} (800)(190) = 532 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{The larger is control}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{\frac{55.3}{0.9} * 10^{-3}}{0.8 * 0.19^2} = 2.13$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 2.13}{400}} \right) = 0.00564$$

$$A_s^{\text{(req)}} = 0.00564 * 800 * 190 = 856.72 \text{ mm}^2$$

$$A_s^{\text{(req)}} = 856.7 \text{ mm}^2 > A_s^{\min} = 532 \text{ mm}^2$$

Select 6  $\Phi$  14 with  $A_{S \text{ prov.}} = 924 \text{ mm}^2$ .

#### \* Check strain:

Tension = Compression

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

$$6 \times 154 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 0.8 \times a$$

$$a = 22.65 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{0.85} = \frac{24.9}{0.85} = 26.4 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{d - C}{d} * 0.003 = \frac{190 - 26.4}{29.3} \times 0.003 = .0184$$

$$\epsilon_s = 0.0184 > 0.005 \dots\dots\dots \text{ok}$$

### 4.5.1.2 Flexural Design of Negative Moment (B07 – span1):

b = 80 cm,

h = 25 cm

d = 250 - 40 - 10 - 10 = 190 mm

Mu = 104.4 KN.m

$$A_s \min \geq \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(400)} (800)(190) = 465.4 \text{ mm}^2$$

$$A_s \min \geq \frac{1.4}{(f_y)} (bw)(d) = \frac{1.4}{400} (800)(190) = 532 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{The larger is control}$$

m = 19.6

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{\frac{104.4}{0.9} * 10^{-3}}{0.8 * 0.19^2} = 4.02$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 4.02}{400}} \right) = 0.0113$$

$$A_s \text{ (req)} = 0.0113 * 800 * 190 = 1718 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ (req)} = 1718 \text{ mm}^2 > A_s \min = 532 \text{ mm}^2$$

Select 6 Φ 20 with  $A_s \text{ prov.} = 1884 \text{ mm}^2$ .

#### \* Check strain:

Tension = Compression

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

$$1884 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 0.8 \times a$$

$$a = 46.18 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{0.85} = \frac{46.18}{0.85} = 54.33 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{d - C}{d} * 0.003 = \frac{190 - 54.33}{190} \times 0.003 = 0.0075$$

$$\epsilon_s = 0.0075 > 0.005 \dots\dots\dots \text{ok}$$

### 4.5.1.3 Flexural Design of Positive Moment (B 07 – span 2):

b = 80 cm,

h = 25 cm

$$d = 250 - 40 - 10 - 10 = 190 \text{ mm}$$

$$M_u = 101 \text{ KN.m}$$

$$A_s \min \geq \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(400)} (800)(190) = 465.4 \text{ mm}^2$$

$$A_s \min \geq \frac{1.4}{(f_y)} (b_w)(d) = \frac{1.4}{400} (800)(190) = 532 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{The larger is control}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$Kn = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{\frac{101}{0.9} * 10^{-3}}{0.8 * 0.19^2} = 3.89$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 3.89}{400}} \right) = 0.0109$$

$$A_s^{(req)} = 0.0109 * 800 * 190 = 1654.7 \text{ mm}^2$$

$$A_s^{(req)} = 1654.7 \text{ mm}^2 > A_s \min = 532 \text{ mm}^2$$

Select 6  $\Phi$  20 with  $A_{S \text{ prov.}} = 1884 \text{ mm}^2$ .

**\* Check strain:**

Tension = Compression

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

$$1884 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 0.8 \times a$$

$$a = 46.18 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{0.85} = \frac{46.18}{0.85} = 54.33 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{d - C}{d} * 0.003 = \frac{190 - 54.33}{190} \times 0.003 = 0.0075$$

$$\epsilon_s = 0.0075 > 0.005 \dots\dots\dots \text{ok}$$

**4.5.1.4 Flexural Design of Negative Moment (B 07 – Field 2):**

$$b = 80 \text{ cm,}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$d = 250 - 40 - 10 - 10 = 190 \text{ mm}$$

$$M_u = 78.6 \text{ KN.m}$$

$$A_s \min \geq \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(800)(190) = 465.4 \text{ mm}^2$$

$$A_s \min \geq \frac{1.4}{(f_y)}(bw)(d) = \frac{1.4}{400}(800)(190) = 532 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{The larger is control}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$Kn = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{78.6 * 10^{-3}}{0.8 * 0.19^2} = 3.024$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 3.024}{400}} \right) = 0.00822 \text{ A}^s$$

$$(\text{req}) = 0.00822 * 800 * 190 = 1249 \text{ mm}^2$$

$$A_s (\text{req}) = 1249 \text{ mm}^2 > A_s \min = 532 \text{ mm}^2$$

Select 4  $\Phi$  20 with  $A_{S \text{ prov.}} = 1256 \text{ mm}^2$ .

**\* Check strain:**

Tension = Compression

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

$$1256 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 0.8 \times a$$

$$a = 30.78 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{0.85} = \frac{30.78}{0.85} = 36.2 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{d - C}{d} * 0.003 = \frac{190 - 36.2}{190} \times 0.003 = 0.013$$

$$\epsilon_s = 0.013 > 0.005 \dots\dots\dots \text{ok}$$

**4.5.1.5 Flexural Design of positive Moment (B 07 – span 3):**

$$b = 80 \text{ cm,}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$d = 250 - 40 - 10 - 10 = 190 \text{ mm}$$

$$M_u = 4.9 \text{ KN.m}$$

$$A_s \min \geq \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(800)(190) = 465.4 \text{ mm}^2$$

$$A_s \min \geq \frac{1.4}{(f_y)}(bw)(d) = \frac{1.4}{400}(800)(190) = 532 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{The larger is control}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{\frac{4.9}{0.9} * 10^{-3}}{0.8 * 0.19^2} = 0.189$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.189}{400}} \right) = 0.000475 \text{ A}^s$$

$$(\text{req}) = .000475 * 800 * 190 = 72.2 \text{ mm}^2$$

$$A_s (\text{req}) = 72.2 \text{ mm}^2 < A_s \min = 532 \text{ mm}^2$$

Select 5  $\Phi$  12 with  $A_{S \text{ prov.}} = 565 \text{ mm}^2$ .

**\* Check strain:**

Tension = Compression

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

$$565 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 0.8 \times a$$

$$a = 13.85 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{0.85} = \frac{13.85}{0.85} = 16.3 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{d - C}{d} * 0.003 = \frac{190 - 16.3}{17.76} \times 0.003 = 0.032$$

$$\epsilon_s = 0.032 > 0.005 \dots\dots\dots \text{ok}$$

**4.5.1.6 Flexural Design of negative Moment (B 07 – Field 3):**

$$b = 80 \text{ cm,}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$d = 250 - 40 - 10 - 10 = 190 \text{ mm}$$

$$M_u = 132.5 \text{ KN.m}$$

$$A_s \min \geq \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(400)} (800)(190) = 465.4 \text{ mm}^2$$

$$A_s \min \geq \frac{1.4}{(f_y)} (bw)(d) = \frac{1.4}{400} (800)(190) = 532 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{The larger is control}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{132.5 \times 10^{-3}}{0.8 \times 0.19^2} = 5.1$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.6 \times 5.1}{400}} \right) = 0.0149 \text{ } A_s^{(req)}$$

$$= 0.0149 \times 800 \times 190 = 2270.32 \text{ mm}^2$$

$$A_s^{(req)} = 2270.32 \text{ mm}^2 < A_s \min = 532 \text{ mm}^2$$

Select 8  $\Phi$  20 with  $A_s \text{ prov.} = 2512 \text{ mm}^2$ .

**\* Check strain:**

Tension = Compression

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

$$2512 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 0.8 \times a$$

$$a = 61.6 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{0.85} = \frac{61.6}{0.85} = 72.4 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{d - C}{d} \times 0.003 = \frac{190 - 72.4}{190} \times 0.003 = 0.0049$$

$$\epsilon_s = 0.005 = 0.005 \dots\dots\dots \text{ok}$$

**4.5.1.7 flexural Design of doubly part of beam (B 07 – span 4):**

$$d = 190 \text{ mm}$$

$$d' = 60 \text{ mm}$$

$$M_u = 159.4 \text{ KN.m}$$

$$c = \frac{0.003}{0.007} * 190 = 81.42$$

$$a = \beta_1 * c = 0.85 * 81.42 = 69.21 \text{ mm}$$

$$\phi = 0.65 + (.004 - .002) * \frac{250}{3} = 0.82$$

$$M_{n1} = 0.85 * f_c' * b * a * (d - \frac{a}{2})$$

$$M_{n1} = 0.85 * 24 * 69.21 * 800 * (190 - \frac{69.21}{2}) = 175.52 \text{ kN.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{159.4}{0.82} = 194.39 \text{ kN.m}$$

194.39 > 175.52  $\Rightarrow$  doubly

$$a = \frac{A_{S1} * f_y}{0.85 f_c' b} \Rightarrow A_{S1} = \frac{0.85 * 24 * 800 * 69.21}{400} = 2823.8 \text{ mm}^2$$

$$M_{n2} = M_n - M_{n1} = 194.39 - 175.52 = 18.87 \text{ kN.m}$$

Checking for yielding strain of compression steel :

$$\epsilon_s' = 0.003 * \left( \frac{c - d'}{c} \right) = 0.003 \left( \frac{81.43 - 60}{81.43} \right) = 0.00079 < 0.002$$

$\rightarrow$  compression steel is not yielded.

$$f_s' = 0.00079 * 200000 = 157.9 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$$

$$A_{S2} = A_s' = \frac{M_{n2}}{f_s' (d - d')} = \frac{18.87 * 10^6}{157.9 (190 - 60)} = 919.3 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{S1} + A_{S2} = 2823.8 + 919.32 = 3743.1 \text{ mm}^2$$

Select 12  $\Phi$  20 with Area=3769.91  $\text{mm}^2$  > 3743.1  $\text{mm}^2$  (bottom bars)

And 3  $\Phi$  20 with area = 942.48  $\text{mm}^2$  > 919.3  $\text{mm}^2$  (top bars)

**Check strain:**

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

$$a = \frac{(A_s - A_s')f_y}{0.85 * f_c' * b} = \frac{(3769.91 - 942.48) * 400}{0.85 * 24 * 800} = 69.868 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{69.868}{0.85} = 82.19$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left( \frac{190 - 82.19}{82.19} \right) = 0.004 \dots \dots \dots \text{ok}$$

### 4.5.2 Design of Shear for Beam (B 07):

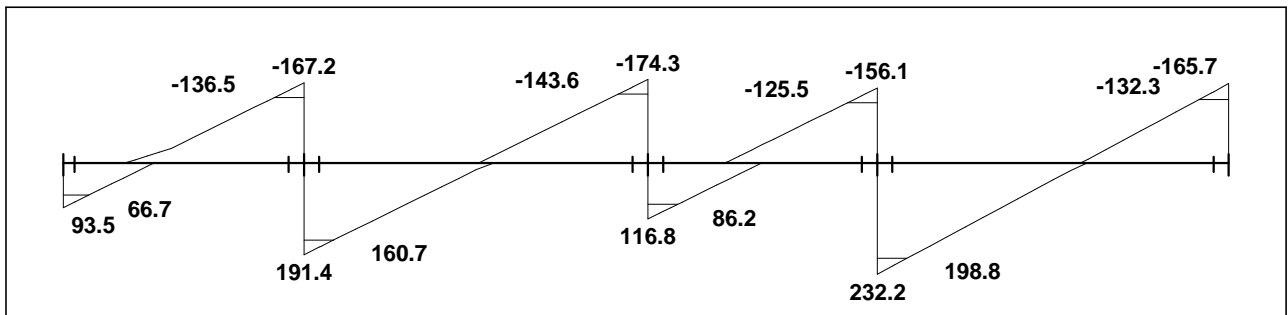


Fig. (4-7) Shear diagram of beam (07)

#### 4.5.2.1 Field 1

$V_u = 136.5$  KN (Max. value of  $V_u$  in field 1)

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= \Phi * \frac{\sqrt{f_c'}}{6} * b_w * d \\ &= (0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 0.8 * .19) * 10^3 \end{aligned}$$

$\Phi V_c = 93.08$  KN.

$$\Phi V_{smin} = (\Phi \frac{1}{3} * b_w * d) = (0.75 \frac{1}{3} * 0.8 * 0.19) * 10^3 = 38 \text{ KN.}$$

$V_u = 136.5$  kN (From Shear Envelope)

$$\Phi V_c + \Phi V_{smin} = 93.08 + 38 = 131.08 \text{ KN} < V_u = 136.5 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c + \min \Phi V_s < V_u < \frac{\phi}{16} * \sqrt{f_c'} * b_w * d$$

$$131.08 < 136.5 < 279.24$$

Category (4) satisfied

$$V_s = \frac{V_u}{0.75} - V_c$$

$$V_s = \frac{136.5}{0.75} - 124 = 58 \text{ KN}$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

$$= \frac{200 \times 400 \times 0.190}{58 \times 1000} = 0.26m = 26cm$$

$$S = d/2 = 19/2 = 9.5 \text{ cm}$$

$$S \leq 60 \text{ cm}$$

Use S = 10 cm

Then use 4 legs  $\phi 8 @ 10cm$

#### 4.5.2.2 Design of Shear for Beam (B 07 - Field 2):

$$V_u = 160.7 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = \Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w * d = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 190 * 10^{-3} = 93 \text{ KN}$$

$$\Phi V_{smin} = (\Phi \frac{1}{3} * b_w * d) = (0.75 \frac{1}{3} * 800 * 190) / 1000 = 38 \text{ KN.}$$

$$\Phi V_c + \Phi \frac{1}{3} * b_w * d = 131 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c + \min \Phi V_s < V_u < \frac{\phi}{16} * \sqrt{f_c'} * b_w * d$$

$$131 < 160.7 < 279.24$$

Category (4) satisfied

$$V_s = \frac{V_u}{0.75} - V_c$$

$$V_s = \frac{160.7}{0.75} - 124 = 90.3 \text{ KN}$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

$$= \frac{200 \times 400 \times 0.190}{90.3 \times 1000} = 0.16m = 16cm$$

$$S = d/2 = 19/2 = 9.5 \text{ cm}$$

$$S \leq 60 \text{ cm}$$

Use S = 10 cm

Then use 4 legs  $\phi 8 @ 10\text{cm}$

#### 4.5.2.3 Design of Shear for Beam (B 07 - span 3):

$$V_u = 125.5 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = \Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w * d = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 190 * 10^{-3} = 93 \text{ KN}$$

$$\Phi V_{s \min} = (\Phi \frac{1}{3} * b_w * d) = (0.75 \frac{1}{3} * 800 * 190) / 1000 = 38 \text{ KN}.$$

$$\Phi V_c + \Phi \frac{1}{3} * b_w * d = 131 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c < V_u < \Phi V_c + \min \Phi V_s$$

$$93 < 125.5 < 131$$

Category (3) satisfied

$$V_s = \frac{V_u}{0.75} - V_c$$

$$V_s = \frac{125.5}{0.75} - 93 = 43.3 \text{ KN}$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\ = \frac{200 * 400 * 0.190}{43.3 * 1000} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$S \leq d/2 < 19/2 < 9.5 \text{ cm}$$

$$S \leq 60 \text{ cm}$$

$$\text{Use } S = 10 \text{ cm}$$

Then use 4 legs  $\phi 8 @ 10\text{cm}$

#### 4.5.2.4 Design of Shear for Beam (B 07 - span 4):

$$V_u = 198.8 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = \Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w * d = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 190 * 10^{-3} = 93 \text{ KN}$$

$$\Phi V_{s \min} = (\Phi \frac{1}{3} * b_w * d) = (0.75 \frac{1}{3} * 800 * 190) / 1000 = 38 \text{ KN}.$$

$$\Phi V_c + \Phi \frac{1}{3} * b_w * d = 131 \text{ KN}$$

$$V_u > \Phi V_c + \min \Phi V_s$$

$$198.8 > 131$$

Go to category(4) :

$$\Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{3} b_w * d + \Phi V_c \geq V_u \geq \Phi V_c + \Phi V_{s \min}$$

$$(0.75 \frac{\sqrt{24}}{3} 800 * 190 * 10^{-3} + 93) = 279 \geq 198.8 \geq 131$$

$$V_s = \frac{V_u}{0.75} - V_c$$

$$V_s = \frac{198.8}{0.75} - 124 = 141.1 \text{ KN}$$

Using  $\Phi 8 - 4$  legs

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

$$= \frac{200 * 400 * 0.190}{141.1 * 1000} = 0.11m = 11cm$$

$$S \leq d/2 < 19/2 < 9.5 \text{ cm}$$

$$S \leq 60 \text{ cm}$$

Use  $S = 10 \text{ cm}$

Then use 4 legs  $\phi 8 @ 10cm$

### 4.5.3 Detailing of Beam(07):

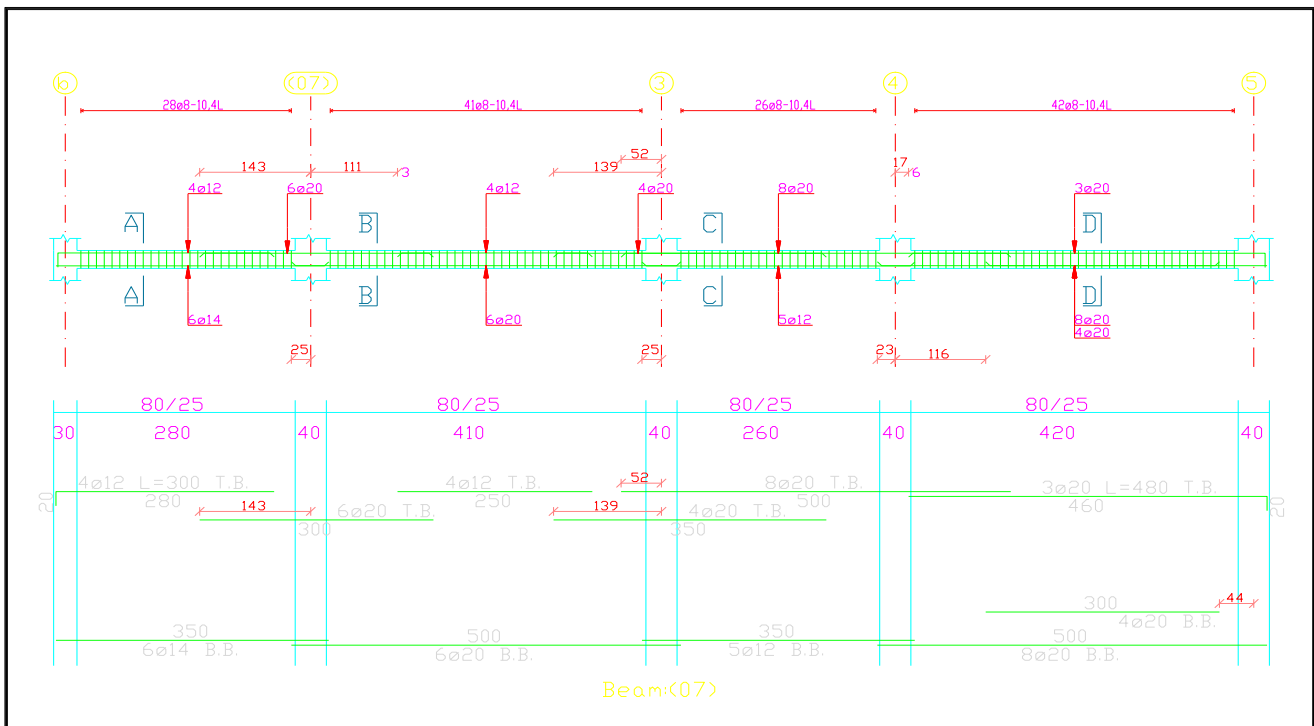


Fig. (4-8) detailing of beam (B07)

## 4.6 Design of Two Way Ribbed Slab:

$$L_x = 7.20 \text{ m}$$

$$L_y = 6.7 \text{ m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{7.2}{6.7} = 1.07 < 2$$

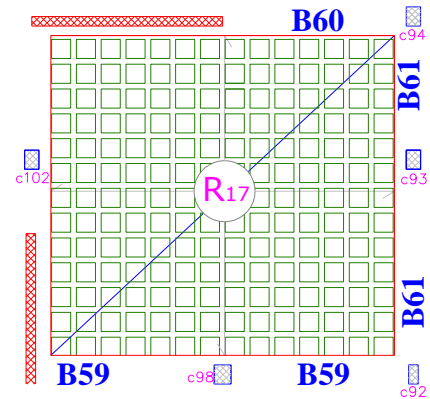


Fig. (4-9) two way ribbed slab

### 4.6.1 Determination of Loads:

No.	Parts of Rib	Calculation
1	Tile	$0.03 * 0.52 * 0.52 * 22 = 0.1785$
2	Mortar	$0.02 * 0.52 * 0.52 * 23 = 0.1244$
3	Sand Fill	$0.07 * 0.52 * 0.52 * 17 = 0.322$
4	Topping	$0.08 * 0.52 * 0.52 * 25 = 0.541$
5	Block	$0.17 * 0.4 * 0.4 * 9 = 0.2448$
6	Rib	$0.17 * (0.52 + 0.4) * 0.12 * 25 = 0.4692$
7	Plaster	$0.02 * 0.52 * 0.52 * 23 = 0.1244$
8	Partition	$2.38 * 0.52 * 0.52 = 0.644$
		2.65
		KN/unit

Table (4-3) Calculation of the total dead load for two way rib slab.

- $(0.52 * 0.52)$  units

$$\text{Total Dead Load per } m^2 = \frac{2.65}{0.52^2} = 9.79 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Live load} = 4 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Factored dead Load} = 1.2 * 9.79 = 11.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Factored live Load} = 1.6 * 4 = 6.4 \text{ KN/m}^2$$

$$W_u = 11.75 + 6.4 = 18.15 \text{ KN/m}^2$$

#### 4.6.2 Design of Topping for Two-Way Ribbed Slab:

It is apparent that the topping slab in two-way action is even stronger than that for one-way ribbed slabs. Therefore, only shrinkage and temperature reinforcement needs to be provided, with the same design as before.

Use 1Φ 8 / 25 cm (3Φ8 / 1m), with  $A_s$  provided = 1.5 m<sup>2</sup>/1m both directions.

#### 4.6.3 Determination of $b_E$ in X and Y-direction:

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

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

$$b_E \leq \frac{L}{4} = \frac{3.85}{4} = 0.9625 \text{ m}$$

$$b_E \leq 16*t_f + b_w = 16*0.08 + 0.12 = 1.4 \text{ m}$$

$$b_E \leq \text{distance c/c between beams} = 0.52 \dots \dots \dots \text{control}$$

#### 4.6.4 flexural Design for two way ribbed slab (R 17):

##### 4.6.4.1 Flexural Design of positive Moment:

From Table 12.4:

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{6.7}{7.2} = 0.93$$

$$C_{yD,L} = 0.0208$$

$$C_{xD,L} = 0.0152$$

$$C_{yL,L} = 0.0316$$

$$C_{xL,L} = 0.0238$$

$$M_y = [C_{y_{D.L}} \times (1.2 \times D_L) \times L_y^2 + C_{y_{L.L}} \times (1.6 \times L_L) \times L_y^2]$$

$$M_y = 0.0208 \times 11.75 \times 6.7^2 + 0.0316 \times 6.4 \times 6.7^2$$

$$M_y = 20.05 \text{ kN.m}$$

$$M_x = [C_{x_{D.L}} \times (1.2 \times D_L) \times L_x^2 + C_{x_{L.L}} \times (1.6 \times L_L) \times L_x^2]$$

$$M_x = 0.0152 \times 11.75 \times 7.2^2 + 0.0238 \times 6.4 \times 7.2^2$$

$$M_x = 17.15 \text{ kN.m}$$

➤ **Determination whether the rib will act as a rectangular or T – section:**

$$d = h - c - \Phi/2$$

$$= 250 - 20 - 12/2$$

$$= 216 \text{ mm.}$$

$$t_f = 8 \text{ cm}$$

$$M_{n_{\text{flang}}} = 0.85 f_c' \cdot b_E \cdot t_f \cdot (d - t_f)$$

$$= 0.85 \times 24 \times 103 \times 0.52 \times 0.08 \times (0.216 - 0.08)$$

$$M_{n_{\text{flang}}} = 149.36 \text{ KN.m}$$

$$\Phi M_{n_{\text{flang}}} = 0.9 \times 149.36 = 134.42 > M_u = 20.05 \text{ KN.m}$$

⇒ Design it as a rectangular with  $b_E = 52 \text{ cm}$

$$A_s \text{ min} \geq \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \quad \text{ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} \geq \frac{\sqrt{24}}{4(400)} (120)(216) = 79.36 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} \geq \frac{1.4}{(f_y)} (b_w)(d) = \frac{1.4}{400} (120)(216) = 90.72 \text{ mm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{control}$$

**4.6.4.1.1 Design of +ve moment in Y direction :**

$$M_y = 20.05 \text{ kN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{400}{0.85(24)} = 19.6$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{20.05 \times (10)^{-3}}{0.9(0.520)(0.216)^2} = 0.918$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.918}{400}} \right) = 0.0023491$$

$$A_s = 0.0023491(520)(216) = 264 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 90.72 \text{ mm}^2$$

Select in Y direction bottom bars: 2Φ14 , Total  $A_{s(\text{provide})} = 308 \text{ mm}^2$

**\* Check strain:**

Tension = Compression

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

$$308 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 11.61 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{0.85} = \frac{11.61}{0.85} = 13.66 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{d - C}{d} * 0.003 = \frac{216 - 13.66}{216} \times 0.003 = 0.0029$$

$$\epsilon_s = 0.0029 > 0.0025 \dots \dots \dots \text{ok}$$

**4.6.4.1.2 Design of +ve moment in X direction :**

$$M_x = 17.15 \text{ kN.m}$$

$$m = 19.6$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{17.15}{0.9} * (10)^{-3} / ((0.520)(0.216)^2) = 0.785$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.785}{400}} \right) = 0.002$$

$$A_s = 0.002(520)(216) = 225 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 90.72 \text{ mm}^2$$

Select in X direction bottom bars: 2Φ12 , Total  $A_{s(\text{provide})} = 226 \text{ mm}^2$

**\* Check strain:**

Tension = Compression

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

$$226 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 8.52 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{0.85} = \frac{8.52}{0.85} = 10.03 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{d - C}{d} * 0.003 = \frac{216 - 10.03}{10.03} \times 0.003 = 0.06$$

$$\epsilon_s = 0.06 > 0.005 \dots \dots \dots \text{ok}$$

**4.6.4.2 Flexural Design of negative Moment:**

From table 12.3:

$$C_{y_{neg.}} = 0.052$$

$$C_{x_{neg.}} = 0.0394$$

$$M_y = C_{y_{neg.}} \times w_u (L_y)^2 \times 0.52$$

$$M_y = 0.052 * 18.15 * 6.7^2 \times 0.52$$

$$M_y = 22.03 \text{ kN.m}$$

$$M_x = C_{x_{neg.}} \times w_u (L_x)^2 \times 0.52$$

$$M_x = 0.0394 * 18.15 * 7.2^2 \times 0.52$$

$$M_x = 19.28 \text{ kN.m}$$

**4.6.4.2.1 Design of -ve moment in Y direction :**

$$M_y = 22.03 \text{ kN.m}$$

$$m = 19.6$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{\frac{22.03}{0.9} * (10)^{-3}}{(0.520)(0.216)^2} = 1.0$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 1.0}{400}} \right) = 0.008773$$

$$A_s = 0.002(120)(216) = 227 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 90.72 \text{ mm}^2$$

Select in Y direction top bars: 2Φ14 , Total As (provide) =308 mm<sup>2</sup>

**\* Check strain:**

Tension = Compression

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

$$308 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 50.33 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{0.85} = \frac{50.33}{0.85} = 59.21 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{d - C}{d} \times 0.003 = \frac{216 - 59.21}{216} \times 0.003 = 0.008$$

$$\varepsilon_s = 0.008 > 0.005 \dots \dots \dots \text{ok}$$

**4.6.4.2.2 Design of -ve moment in X direction :**

My=19.28 kN.m

m=19.6

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{19.28 \times (10)^{-3}}{(0.520)(0.216)^2} = 0.883$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.6 \times 0.889}{400}} \right) = 0.0022574$$

$$A_s = 0.0022574(120)(216) = 58.5119 \text{ mm}^2 < A_s \text{ min} = 90.72 \text{ mm}^2$$

Select in X direction top bars: 2Φ10 , Total As (provide) =157 mm<sup>2</sup>

**\* Check strain:**

Tension = Compression

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

$$157 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 25.7 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{0.85} = \frac{25.7}{0.85} = 30.2 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{d - C}{d} * 0.003 = \frac{216 - 30.2}{30.2} \times 0.003 = 0.00185$$

$$\varepsilon_s = 0.0185 > 0.005 \dots \dots \dots ok$$

#### 4.6.5 Shear design of two way rib slab:

From table 12.6:

$$W_y = 0.57$$

$$W_x = 0.43$$

$$(V_u)_y = \frac{[w_u \times L_x \times L_y \times W_y \times 0.52]}{2 \times L_x} = \frac{[18.15 * 7.2 * 6.7 * 0.57 * 0.52]}{2 * 7.2} = 18.02 kN.m$$

$$(V_u)_x = \frac{[w_u \times L_x \times L_y \times W_x \times 0.52]}{2 \times L_y} = \frac{[18.15 * 7.2 * 6.7 * 0.43 * 0.52]}{2 * 6.7} = 14.61 kN.m$$

$$\phi V_c = \frac{0.75}{6} \times \sqrt{f_c'} \times bw \times d = \frac{0.75}{6} \times \sqrt{24} \times 0.12 \times 0.216 \times 10^3 = 15.87 kN$$

$$1.1 \times \phi V_c = 1.1 \times 15.87 = 17.46 kN$$

##### 4.6.5.1 Shear in X direction:

$$1.1 \phi V_c > (V_u)_x$$

$$17.14 > 14.61$$

→ No shear reinforcement is required ,

for practical purposes use: 2 legs  $\Phi 8$  @20 cm , Total  $A_s$  (provide) = 100 mm<sup>2</sup>

##### 4.6.5.2 Shear in Y direction:

$$1.1 \phi V_c < (V_u)_y$$

$$17.14 < 18.02$$

$$\phi V_c = 15.87 kN$$

$$\phi V_{s_{min}} = \frac{\phi}{3} \times bw \times d = \frac{0.75}{3} \times 0.12 \times 0.216 = 6.48$$

$$\Rightarrow \phi V_c + \phi V_{s_{min}} = 15.87 + 6.48 = 22.35 > (V_u)_y = 18.02 > (\phi V_c = 15.87)$$

⇒ category 3 satisfied

$$\Phi V_s = V_u - \Phi V_c$$

$$\Phi V_s = 18.02 - 15.87 = 2.87$$

$$S_{req.} = \frac{\Phi \times A_v \times f_y \times d}{\Phi V s_{req.}} = \frac{0.75 \times 100 \times 400 \times 216}{2.87 \times 10^3} = 22.6cm$$

$$S \leq \frac{d}{2} = \frac{21.6}{2} = 10.8cm \dots \dots \dots controls.$$

Select 2 legs  $\Phi 8 @ 10.5 cm$

### 4.7 Design of One-way solid slab (stair slab):

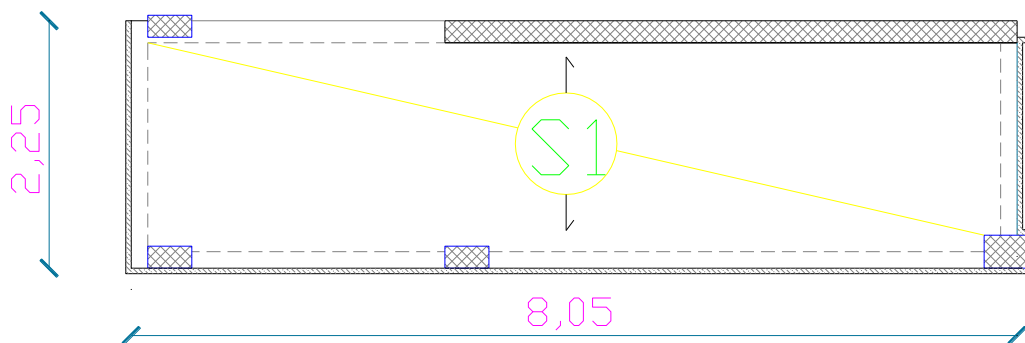


Fig. (4-10) one way solid slab

#### 4.7.1 Check if its one way

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{8.05}{2.25} = 3.58 > 2.0 \dots \dots \dots One \text{ way}$$

#### 4.7.2 Determination of thickness and load calculation:

$$h = \frac{L}{20} = \frac{225}{20} = 11.25cm$$

Select  $h = 15cm$

#### 4.7.3 Load Calculation

$$D.L = 25 * 0.15 = 3.75KN / m^2 .$$

$$DL_{FROM \ TANK} = 10KN / m^2 .$$

$$DL = 13.75KN / m^2 .$$

$$Snow.Load = 1.6KN / m^2$$

$$qu = 1.2 * 13.75 + 1.6 * 1.6 = 19KN / m^2$$

$$Mu = \frac{qu * L^2}{8} = \frac{19 * 2.25^2}{8} = 12.1KN.m$$

**4.7.4 Design for positive moment:**

$d=150-20-10=120 \text{ mm.}$

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{\left(\frac{12.1}{0.9}\right) * 10^{-3}}{(1)(0.120)^2} = 0.934 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}} \right) = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.934}{400}} \right) = 0.0024$$

$$(As)_{req} = 0.0024 * 1000 * 120 = 288 \text{ mm}^2$$

$$(As)_{min} \geq \begin{cases} \frac{0.25\sqrt{fc'}}{fy} * b * d = \frac{0.25\sqrt{24} * 1000 * 120}{400} = 368 \text{ mm}^2 / m \\ As_{min} = \frac{1.4 * bw * d}{fy} = \frac{1.4 * 1000 * 120}{400} = 420 \text{ mm}^2 / m \dots\dots\dots \text{control} \end{cases}$$

Select 1φ10 @ 18cm ⇒ As = 439 mm<sup>2</sup> / m.

**Check for Strain :**

Tension = Compression

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

$$439 * 400 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 8.61 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.61}{0.85} = 10.13 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{120 - 10.13}{10.13} * 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.032 > 0.005 \dots\dots\dots \text{ok}$$

**4.7.5 Shrinkage & Temperature Reinforcement in top layer:**

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 150 = 270 \text{ mm}^2 / m$$

Select  $1\phi 8 @ 18\text{cm} \Rightarrow A_{s_{\text{Provided}}} = 278\text{mm}^2 / \text{m} \dots\dots\text{OK}$

Select  $1\phi 8 @ 18\text{cm} \Rightarrow A_s = 278 \text{ mm}^2 / \text{m}$  in both directions.

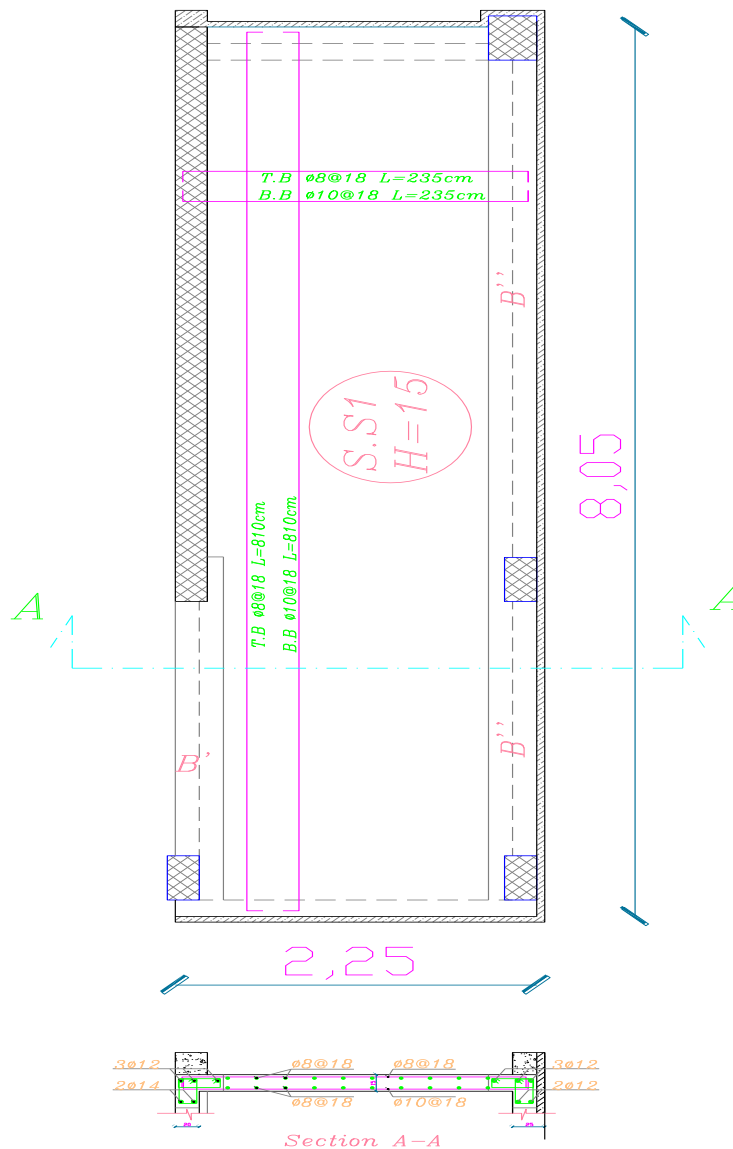
**4.7.6 Development length of the bars:**

$$L_d = \frac{f_y}{2\sqrt{f'_c}} \times \alpha \times \beta \times \gamma \times d_b$$

$$L_d = \frac{400}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 = 41\text{cm.} \quad \text{Use : } L_d = 41 \text{ cm.}$$

**4.7.7 Detailing of solid slab:**

fig (4-11) detailing of solid slab



## 4.8 Design of Flat Plate :

### 4.8.1 Determination of thickness:

According to ACI-2002-9.5(c) the minimum thickness of slabs without interior beams or drop panels for interior panels:

$$h_{\min} = \frac{l_n}{33} = \frac{8}{33} = 0.242m$$

$\Rightarrow$  select  $h = 25cm$

### 4.8.2 Dead load calculation:

No.	Parts of Rib	Calculation (KN/m <sup>2</sup> )
1	Tile	0.03*22 = 0.66
2	Mortar	0.02*23 = 0.46
3	Sand Fill	0.07*17 = 1.19
4	Plaster	0.02*23 = 0.46
5	Partition	2.38
		5.15
		KN/m <sup>2</sup>

Table (4-4) dead load calculation of flat plat

slab weight=  $25*0.25= 6.25 \text{ KN/m}^2$

\*There will be a distributed force causes by the stair = 15 kN/m

\*There will be a distributed force at some of edges causes by the wall = 15.25 kN/m

Live Load =  $4 \text{ kN/m}^2$

### 4.8.3 By Using SAFE Program to analyses and design of this flat plate::

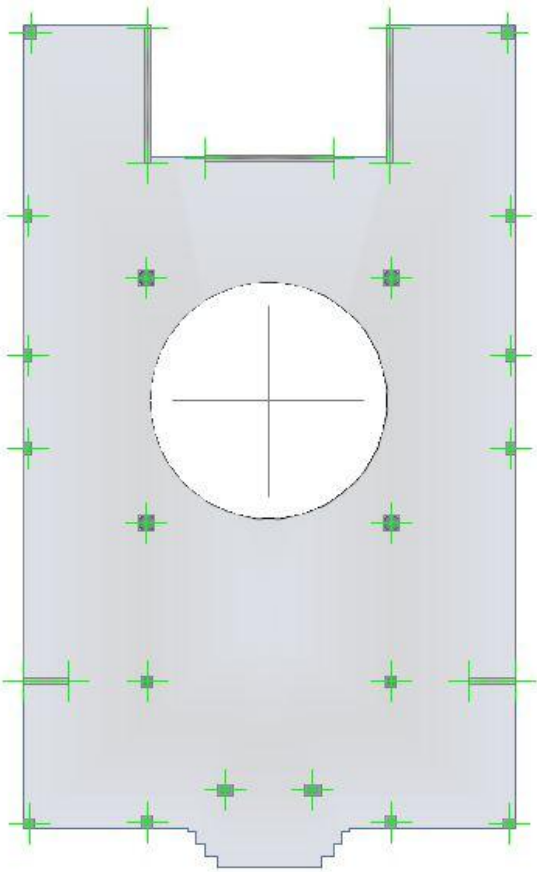


Fig.(4-12) geometry of flat plat

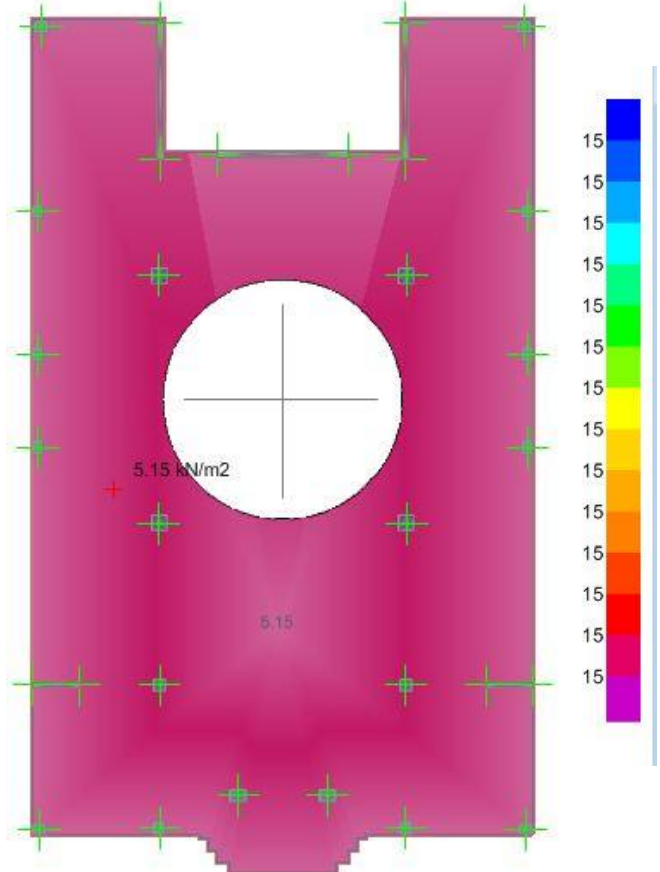


fig. (4-13) dead load of flat plat

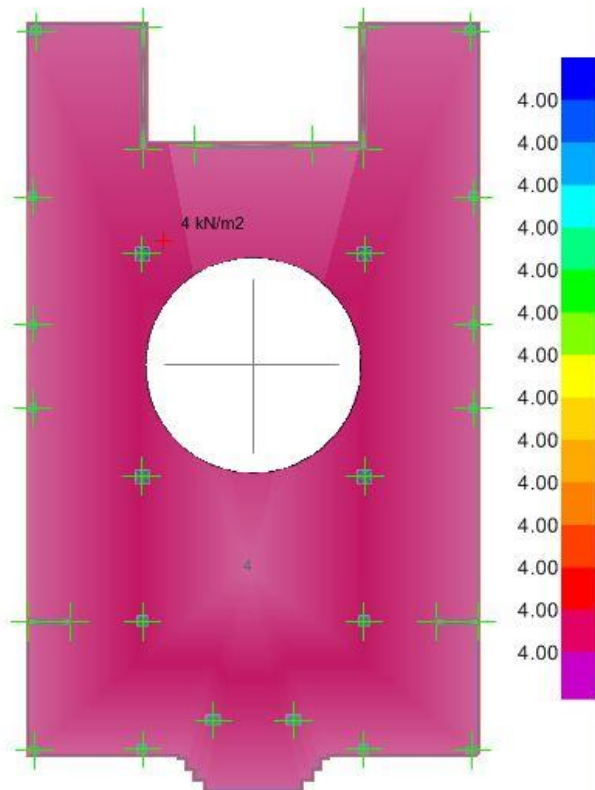


fig.(4-14) live load of flat plat

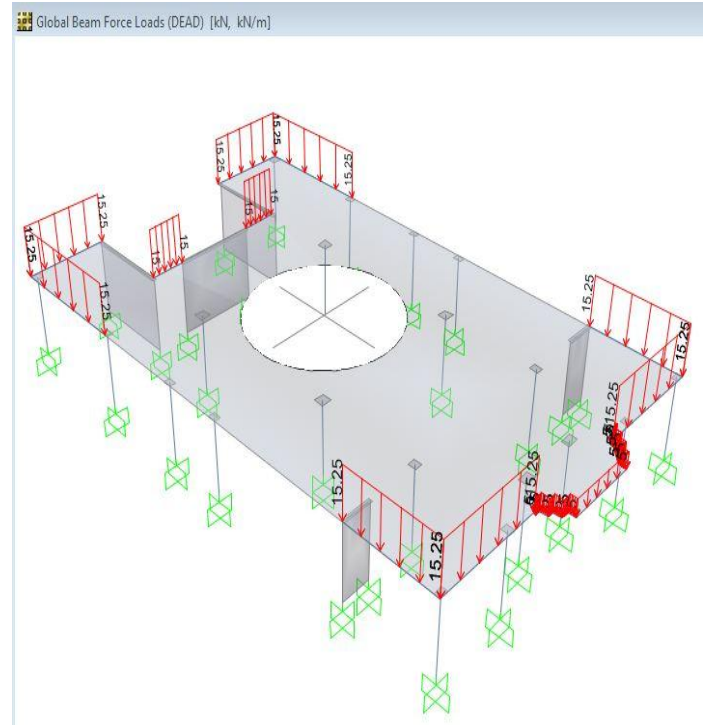


fig. (4-15) line load of flat plat

**Deflection in the slab :**

**4.8.4 Deflection In the Slab:**

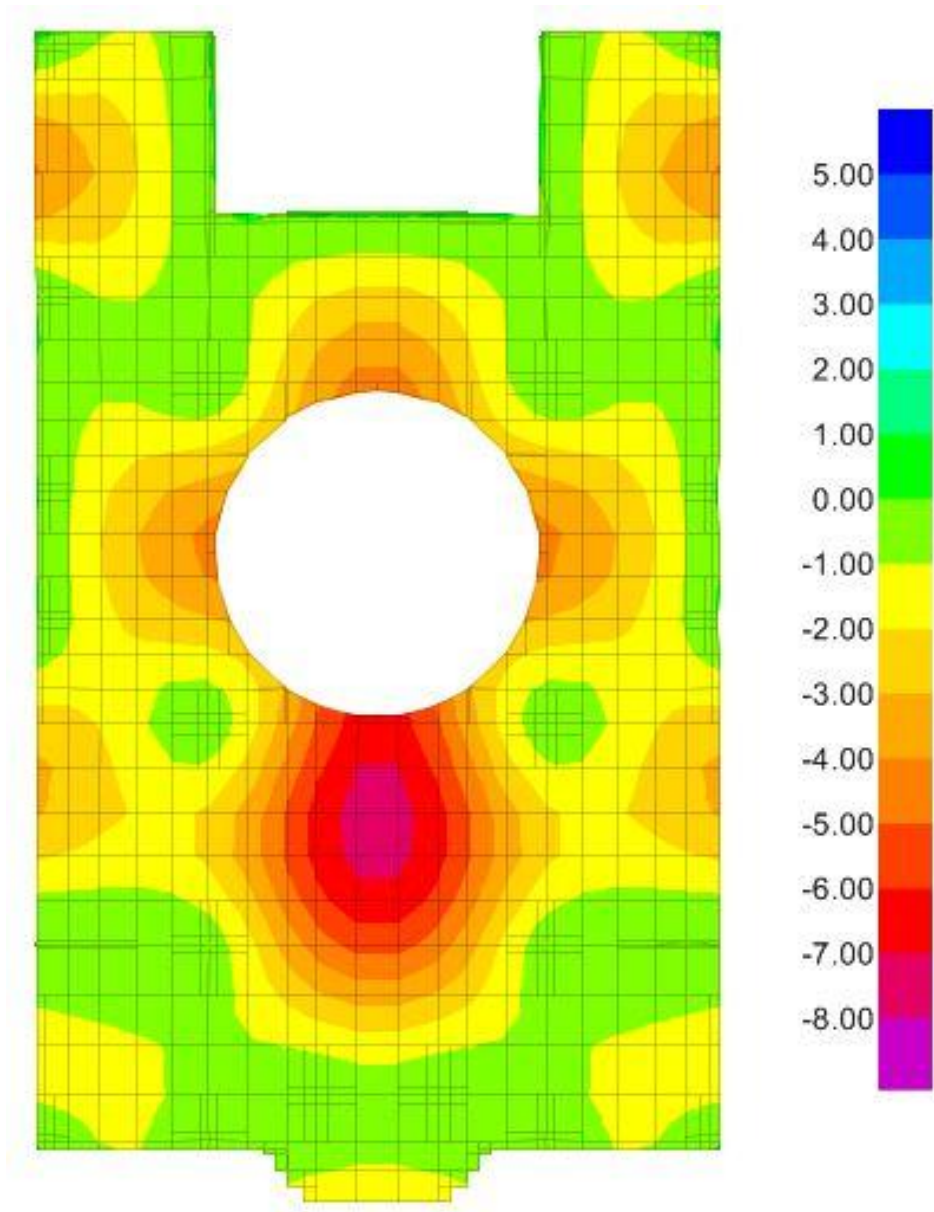


Fig. (4-16) deflection of flat plat

**4.8.5 According to ACI, Table 9.5(b)**

Maximum permissible immediate deflection due to live load=  $\frac{l}{360} = \frac{8}{360} = 22mm.$

Maximum permissible immediate deflection due to live load=  $\frac{l}{480} = \frac{8}{480} = 17mm.$

From safe program, Maximum deflection from load combination  $(1.2 D + 1.6 L) = 7.45 \text{ mm}$

Which is smaller than maximum permissible deflection.

#### 4.8.6 Reinforcement results:

##### 4.8.6.1 Bottom Reinforcement in X direction:

By using safe program, When trying to use  $(\phi 12 @ 18 \text{ cm})$  as the basic mesh reinforcement in both directions for top and bottom reinforcement, we get the following result of needed area of steel over  $(\phi 12 @ 18 \text{ cm})$  for bottom reinforcement in X direction:

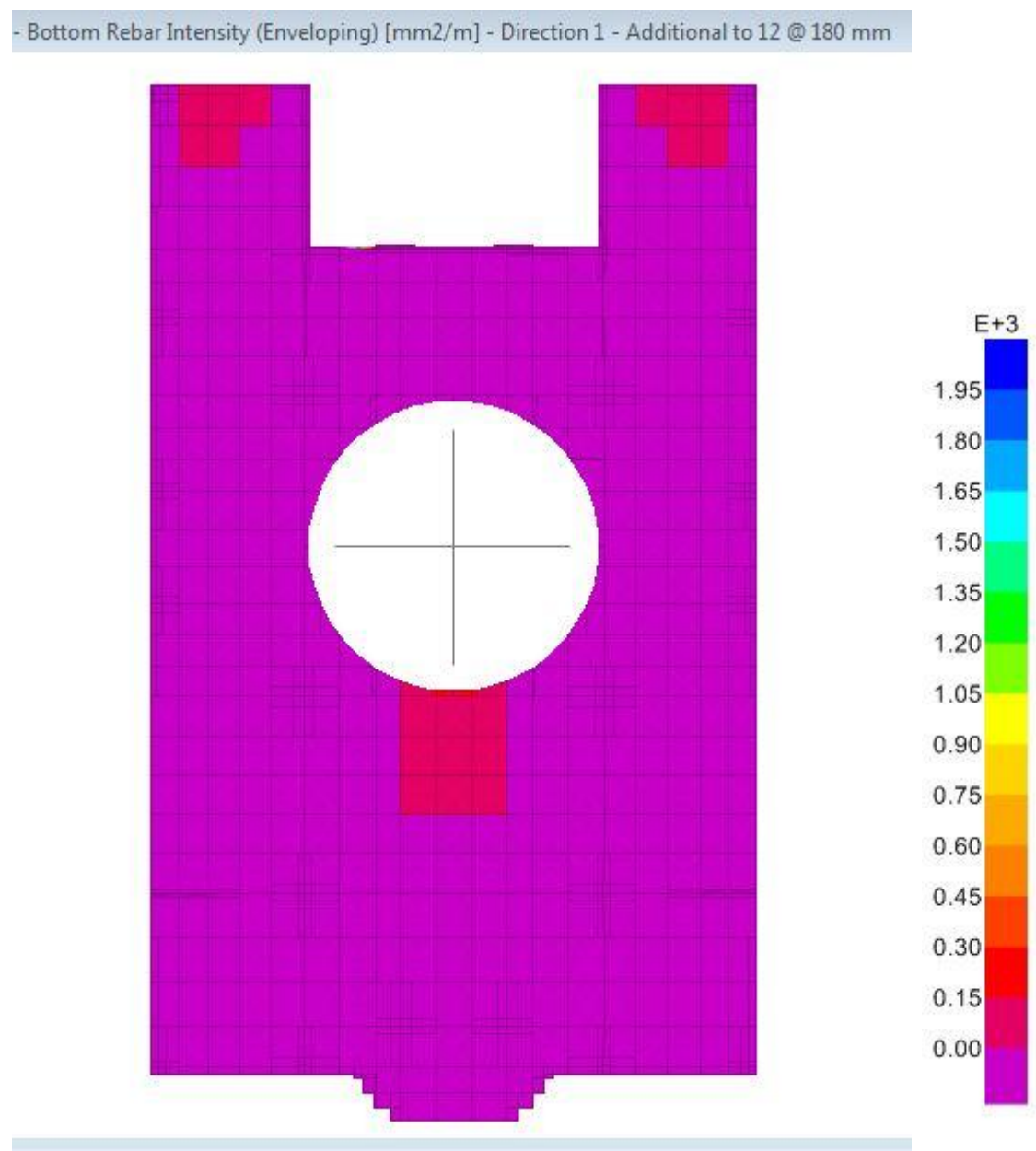


Fig. (4-17) Bottom Reinforcement in X direction

#### 4.8.6.2 Bottom reinforcement in Y direction:

By using safe program, When trying to use ( $\phi 12 @ 18cm$ ) as the basic mesh reinforcement in both directions for top and bottom reinforcement, we get the following result of needed area of steel over ( $\phi 12 @ 18cm$ ) for bottom reinforcement in Y direction:

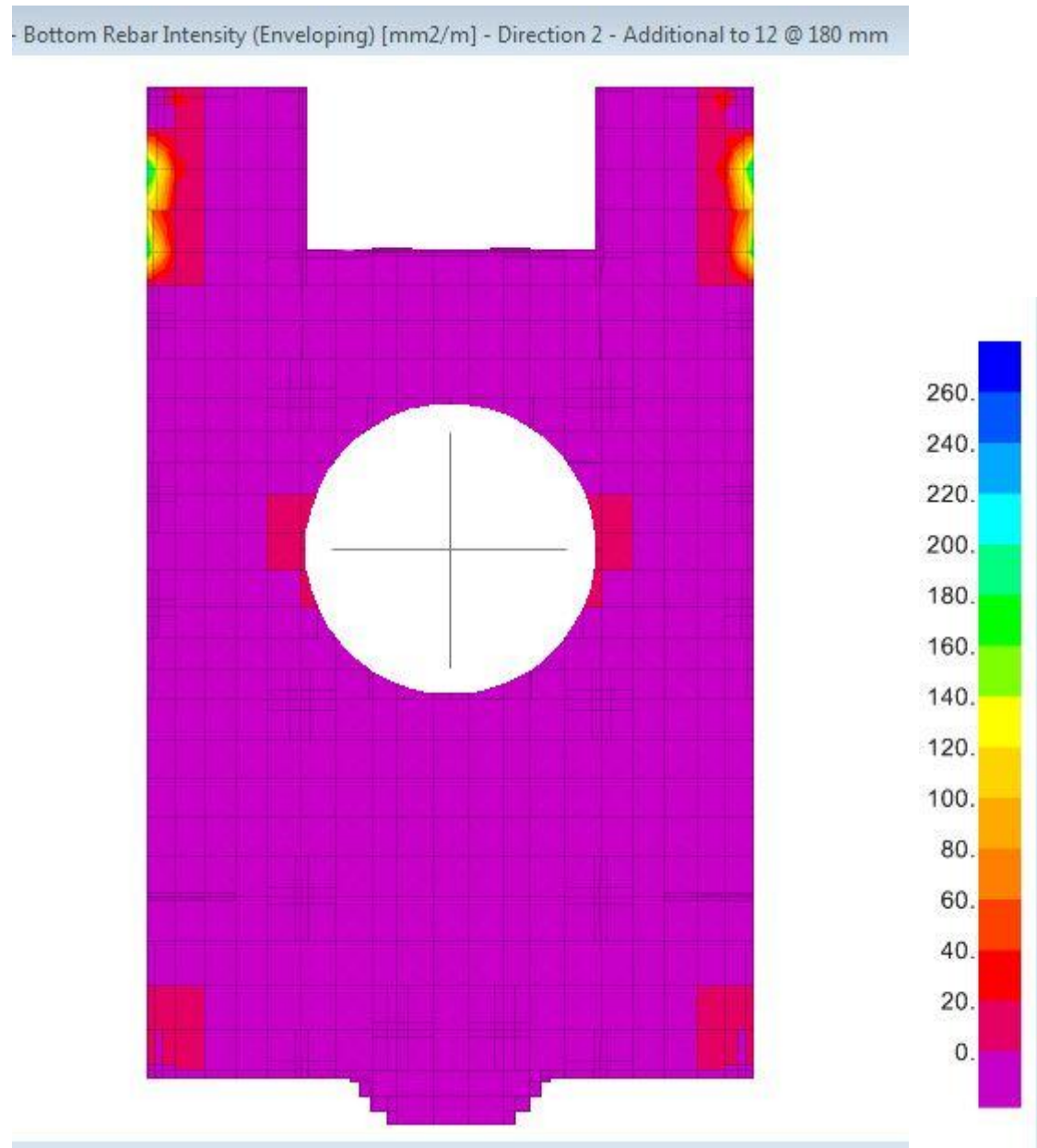


Fig. (4-18) Bottom reinforcement in Y direction

#### 4.8.6.3 Top reinforcement in x direction:

By using safe program, when trying to use ( $\phi 12 @ 18cm$ ) as the basic mesh reinforcement in both directions for top and bottom reinforcement, we get the following result of needed area of steel over ( $\phi 12 @ 18cm$ ) for top reinforcement in x direction:

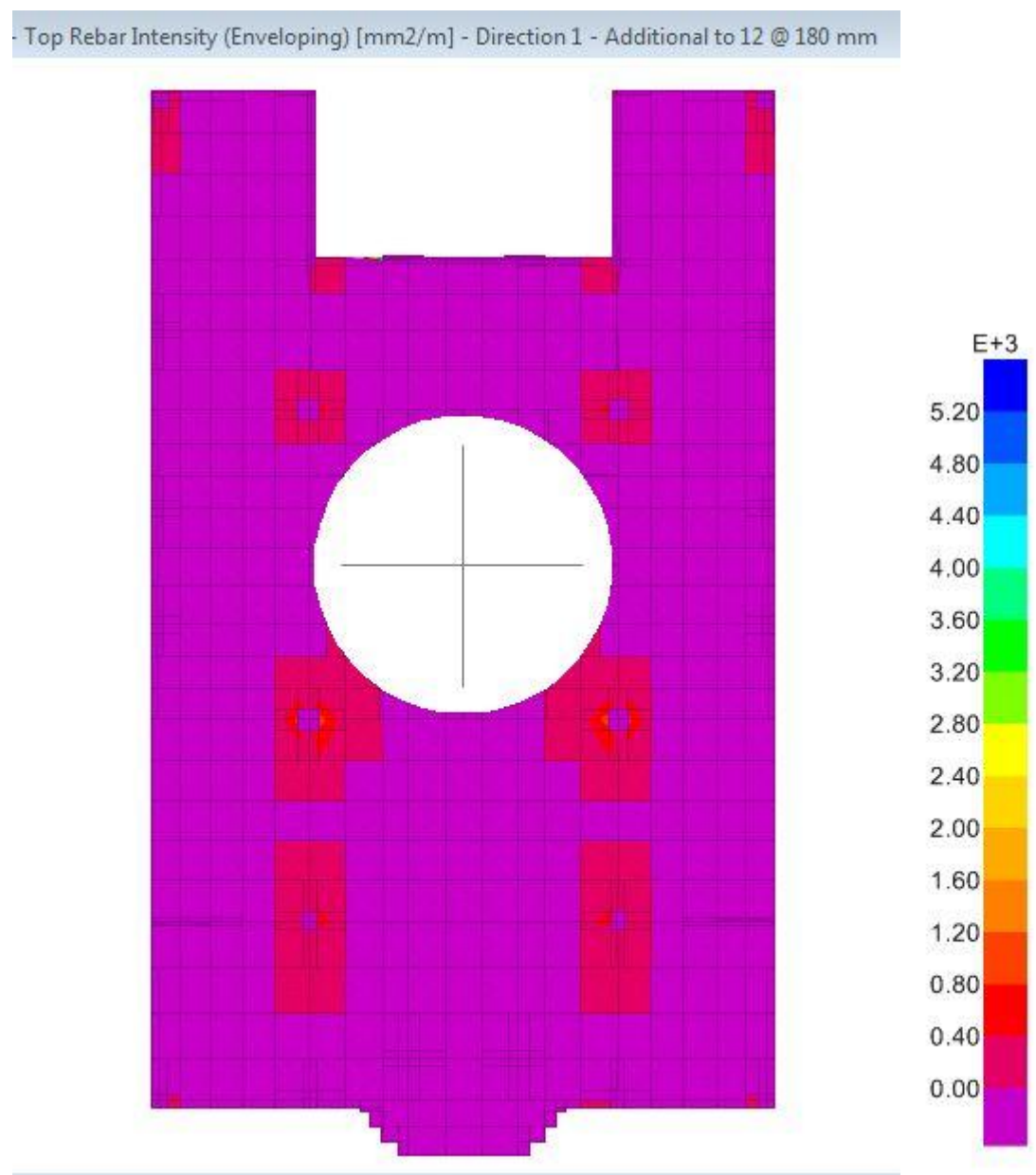


Fig. (4-19) Top reinforcement in x direction

#### 4.8.6.4 Top reinforcement in Y direction:

By using safe program, when trying to use ( $\phi 12 @ 18cm$ ) as the basic mesh reinforcement in both directions for top and bottom reinforcement, we get the following results of needed area of steel over ( $\phi 12 @ 18cm$ ) for top reinforcement in Y direction:

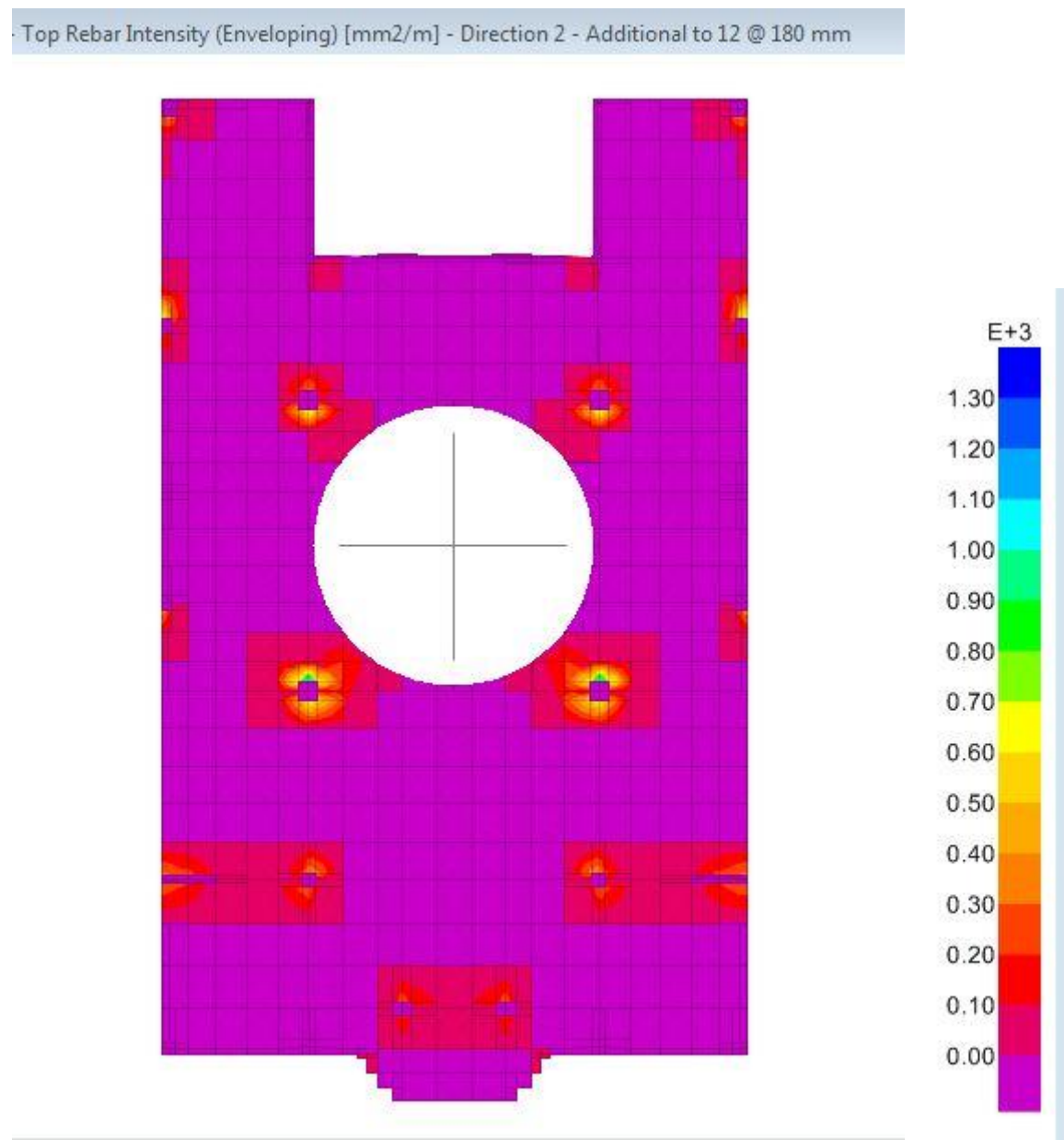


Fig (4-20) Top reinforcement in Y direction

#### 4.8.8 Detailing Of Flat Plate:

See SAFE output

#### 4.8.7 Design of punching shear:

By using safe program we get the following results for punching shear:

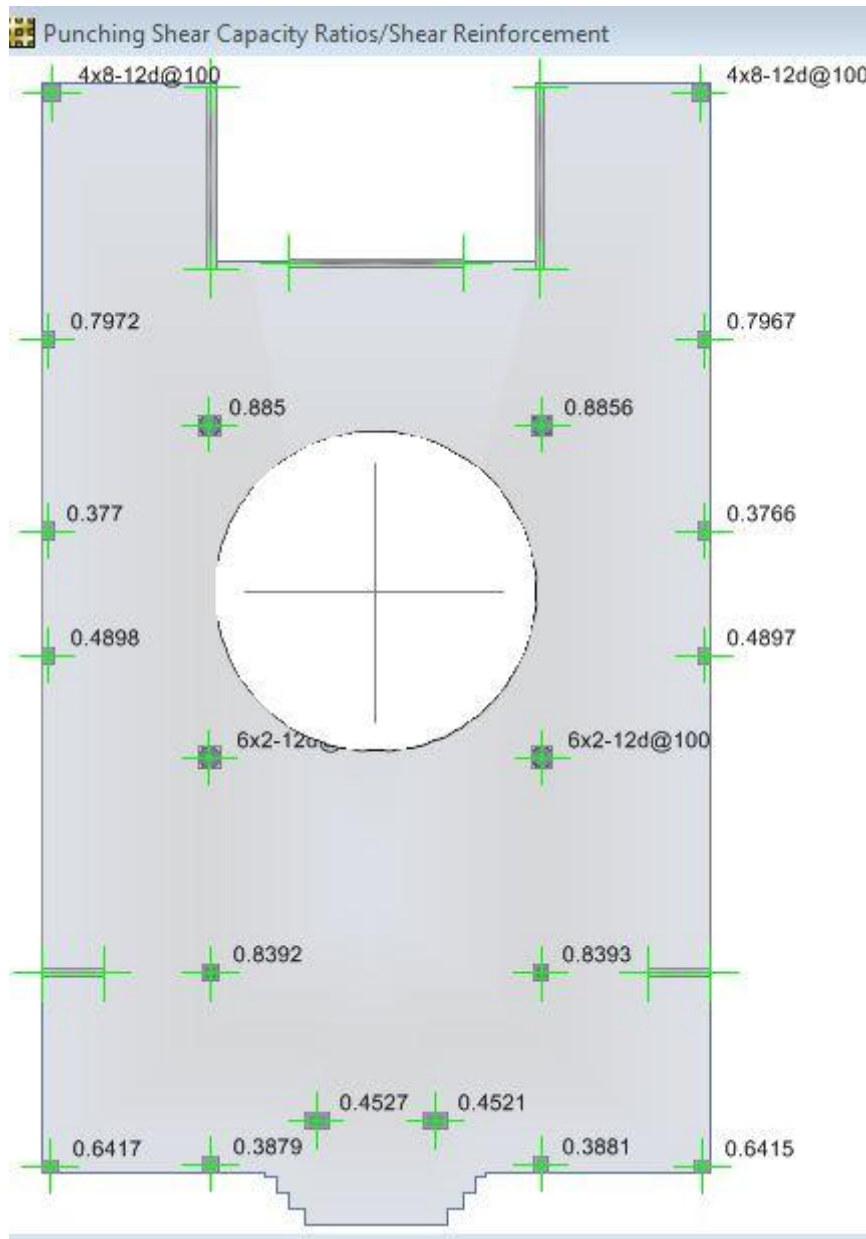


Fig (4-21) punching shear results from safe pro.

Punching Reinforcement was detailed according to ACI :

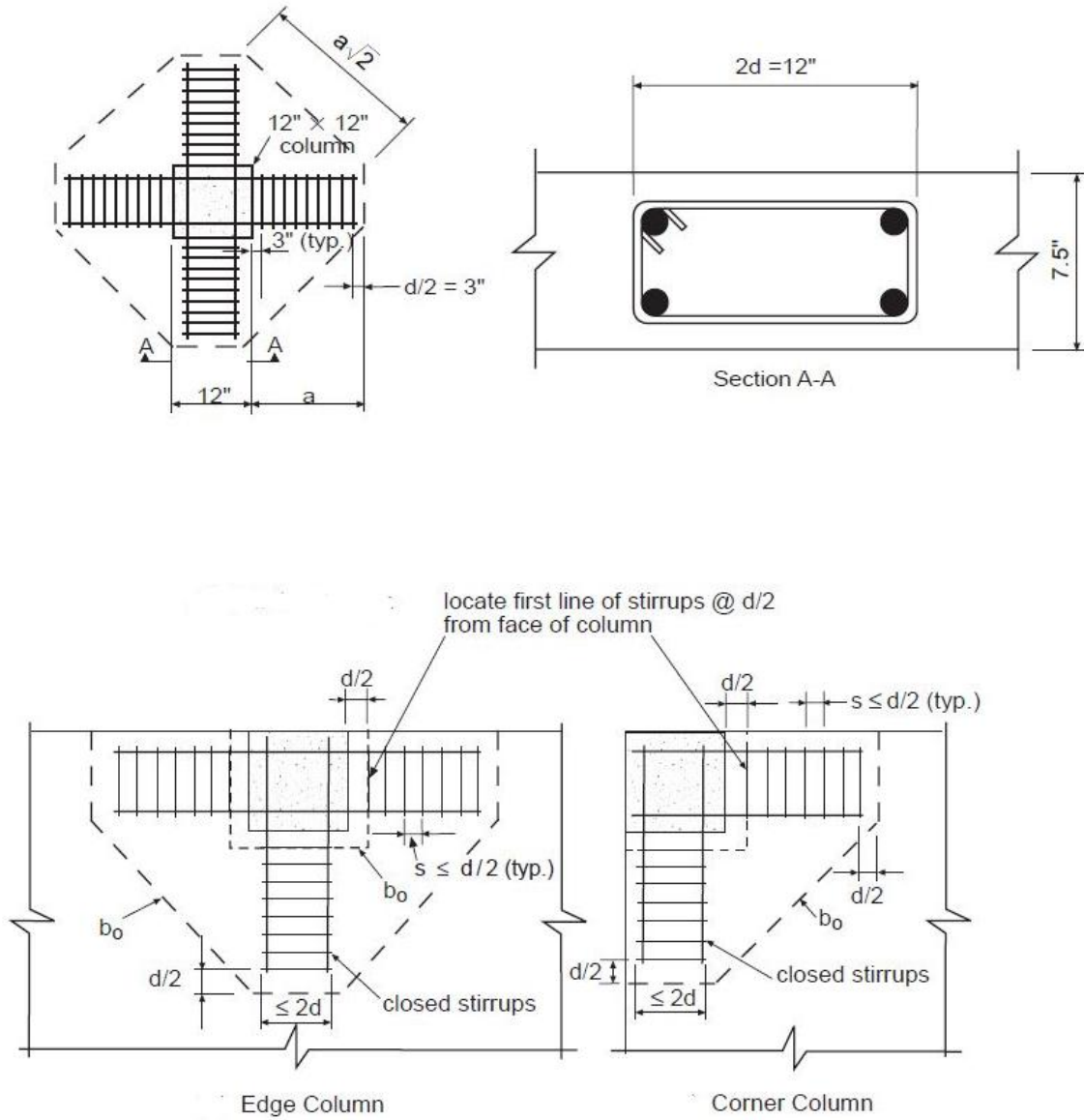


Fig (4-22) punching shear Reinforcement according to ACI

## 4.9 Design Of Spherical Shell Dom:

### 4.9.1 Load Calculation:

**Snow loads :**

**According to Jordanians code :**

$$4.9.1.1 \text{ Snow load} = \frac{h-400}{320} = \frac{900-400}{320} = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

$$1.6 * 1.5 = 2.4 \text{ kN/m}^2 = P$$

where:

h: high above sea level.

### 4.9.1.2 Self weight of Dom :

Assuming thickness to be = 10 cm.

$$\Rightarrow 0.1 * 25 = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

$$1.2 * 2.5 = 3 \text{ kN/m}^2$$

### 4.9.1.3 weight of Finishing materials of Dom :

assuming plaster thickness = 2cm,

$$\Rightarrow 0.02 * 23 = 0.5 \text{ kN/m}^2$$

$$1.2 * 0.5 = 0.6 \text{ kN/m}^2$$

## 4.9.2 Analyses of internal forces:

for spherical shells :

$$N_{\alpha} = -\frac{ga}{(\cos \alpha + 1)}$$

$$N_{\beta} = a \left( -g \cos \alpha + \frac{g}{(\cos \alpha + 1)} \right)$$

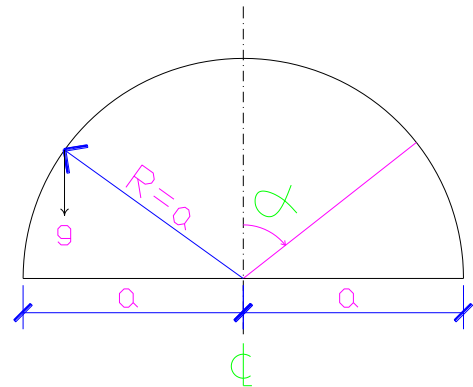
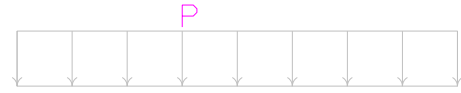
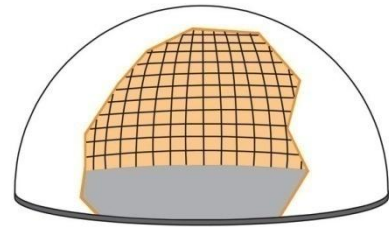


Fig (4-23) geometry of the dom

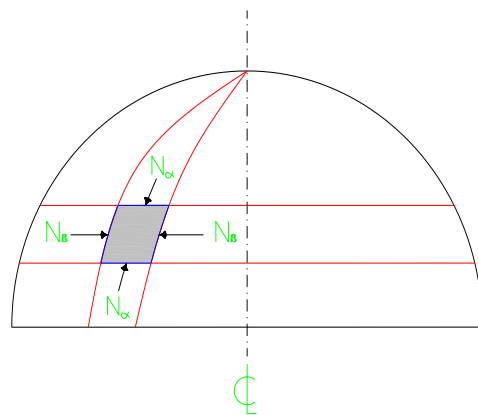


Fig (4-24) internal forces in the dom

For self weight of Dom:

$$\text{when } \alpha = 0^\circ \Rightarrow \cos 0 = 1 \Rightarrow \begin{cases} N_\alpha = N_\beta = \frac{-ga}{2} = \frac{-3 \cdot 4}{2} = -6 \text{ kN/m.} \end{cases}$$

$$\text{when } \alpha = 90^\circ \Rightarrow \cos 90 = 0 \Rightarrow \begin{cases} N_\alpha = -ga = -3 \cdot 4 = -12 \text{ kN/m.} \\ N_\beta = ga = 3 \cdot 4 = 12 \text{ kN/m.} \end{cases}$$

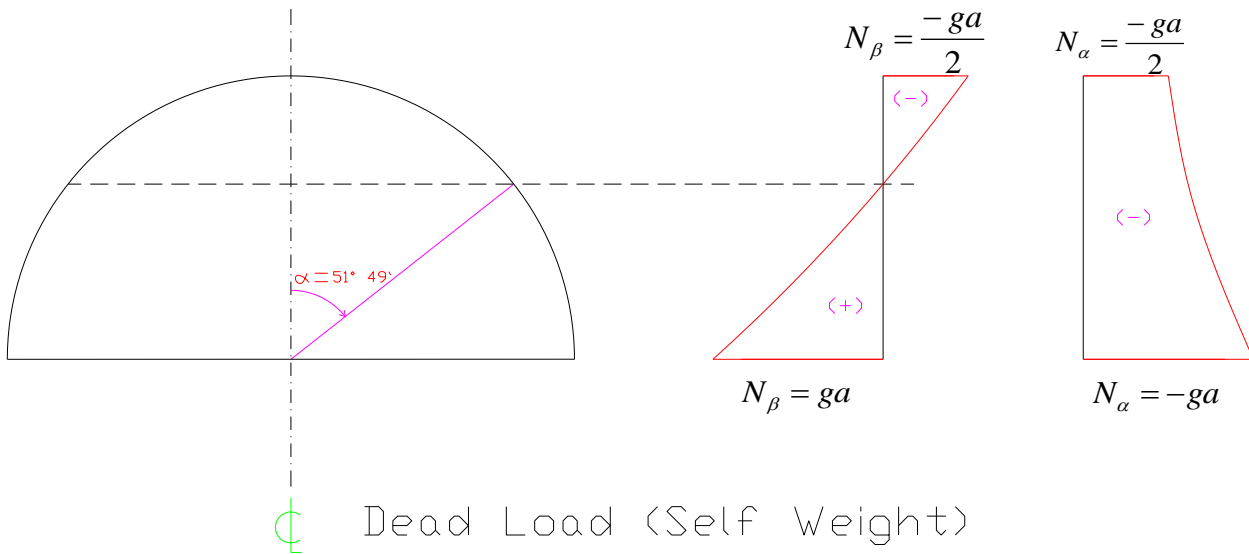
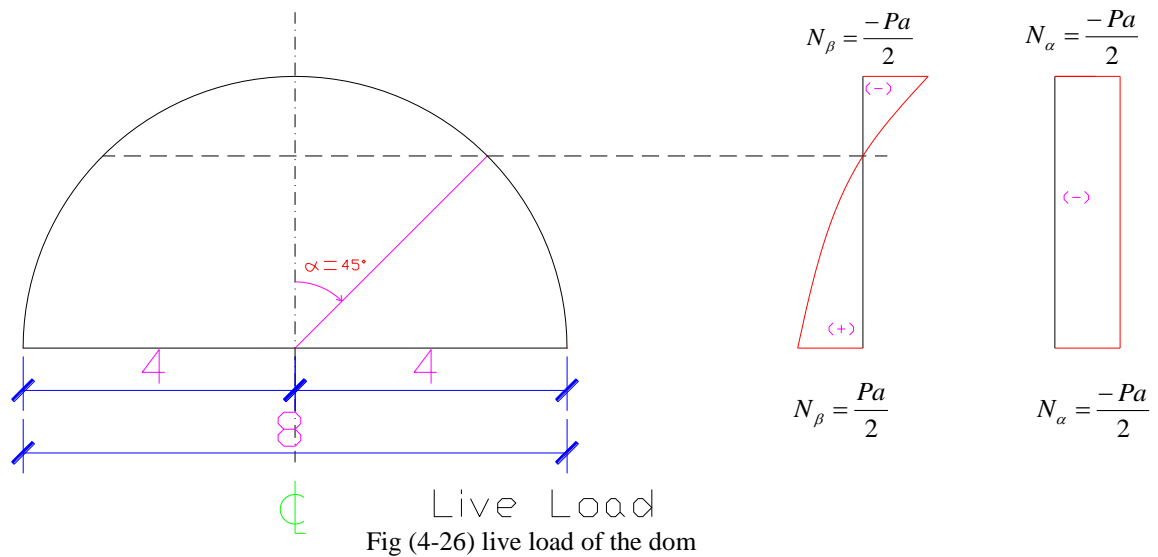


Fig (4-25) dead load o the dom

For snow load:

$$\text{when } \alpha = 0^\circ \Rightarrow \cos 0 = 1 \Rightarrow \begin{cases} N_\alpha = N_\beta = \frac{-Pa}{2} = \frac{-2.4 \cdot 4}{2} = -4.8 \text{ kN/m.} \end{cases}$$

$$\text{when } \alpha = 90^\circ \Rightarrow \cos 90 = 0 \Rightarrow \begin{cases} N_\alpha = \frac{-Pa}{2} = \frac{-2.4 \cdot 4}{2} = -4.8 \text{ kN/m.} \\ N_\beta = \frac{Pa}{2} = \frac{2.4 \cdot 4}{2} = 4.8 \text{ kN/m} \end{cases}$$



For Weight of finishing of dom:

$$\text{when } \alpha = 0^\circ \Rightarrow \cos 0 = 1 \Rightarrow \begin{cases} N_\alpha = N_\beta = \frac{-ga}{2} = \frac{-0.6 * 4.05}{2} = -1.215 \text{ kN/m.} \end{cases}$$

$$\text{when } \alpha = 90^\circ \Rightarrow \cos 90 = 0 \Rightarrow \begin{cases} N_\alpha = -ga = -0.6 * 4.05 = -2.43 \text{ kN/m.} \\ N_\beta = ga = 0.6 * 4.05 = 2.43 \text{ kN/m.} \end{cases}$$

Total factored internal forces:

$$\text{when } \alpha = 0^\circ \Rightarrow \begin{cases} N_\alpha = N_\beta = -6 + -4.8 + -1.215 = -12.015 \text{ kN/m.} \end{cases}$$

$$\text{when } \alpha = 90^\circ \Rightarrow \cos 90 = 0 \Rightarrow \begin{cases} N_\alpha = -12 + 4.8 + -2.43 = -19.23 \text{ N/m.} \\ N_\beta = 12 + 4.8 + 2.43 = 19.23 \text{ kN/m.} \end{cases}$$

Note: Negative sign mean that the force is compression.

Positive sign mean that the force is tension.

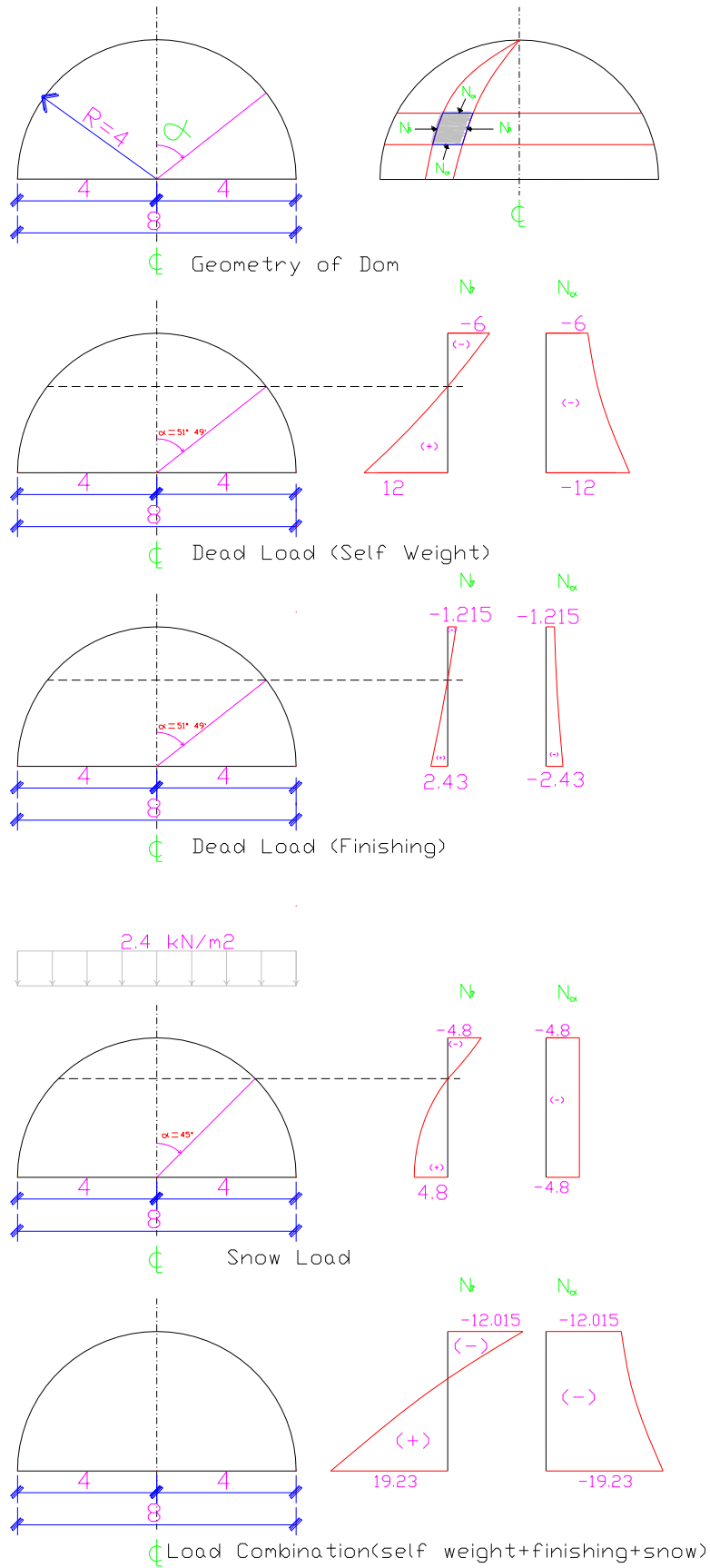


Fig (4-27) internal forces results in the dom

### 4.9.3 Hoop Tension reinforcement :

$$(A_s)_{req} = \frac{(N_\beta)_{max}}{\phi * f_y} = \frac{19.23}{0.65 * 400 * 1000} = 7.396 * 10^{-5} m^2 / m. = 0.7396 cm^2 = 74 mm^2.$$

$$(A_s)_{min} = 0.0035 * 1000 * 100 = 350 mm^2$$

$$\Rightarrow \text{Number of bars} = \frac{350}{79} = 4.43 \Rightarrow \text{use 5bars}$$

$$\text{select spaces} = 20cm < \begin{cases} 18inch * 2.54 = 45.72cm \\ 5 * thickness = 5 * 10 = 50cm \end{cases}$$

Select  $\Phi 10@20cm$  , with  $A_{s \text{ prov.}} = 395 \text{ mm}^2/m.$

### 4.9.4 Meridian Reinforcement:

$$0.1 * 0.85 * 24 * 10^3 = 2040 kN/m > 19.23 kN/m$$

$$(A_s)_{min} = 0.0035 * 1000 * 100 = 350 mm^2$$

$$\Rightarrow \text{Number of bars} = \frac{350}{79} = 4.43 \Rightarrow \text{use 5bars}$$

$$\text{select spaces} = 20cm < \begin{cases} 18inch * 2.54 = 45.72cm \\ 5 * thickness = 5 * 10 = 50cm \end{cases}$$

Select  $\Phi 10@20cm$  , with  $A_{s \text{ prov.}} = 395 \text{ mm}^2/m.$

## 4.10 Design of ring beam :

**4.10.1** Assuming beam dimensions to be (high=30cm, width=25cm).

Total factored loads on the beam

= Vertical loads from the Dom + Horizontal loads from the Dom +Self weight of beam.

=  $(N_{\alpha})_{\max} * \sin 90 + (N_{\alpha})_{\max} * \cos 90 + \text{self weight of beam.}$

=  $19.23 * 1 + 0 + 1.2(0.25 * 0.3 * 25) = 21.5 \text{ kN/m.}$

**4.10.2** By using staad pro software to analyze the beam:

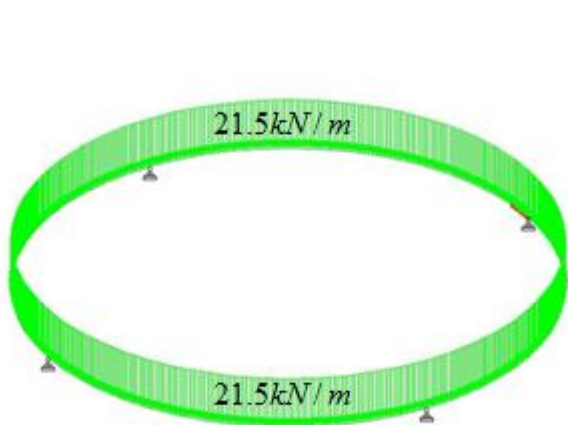


Fig (4-28) 3D view of Loads on ring beam

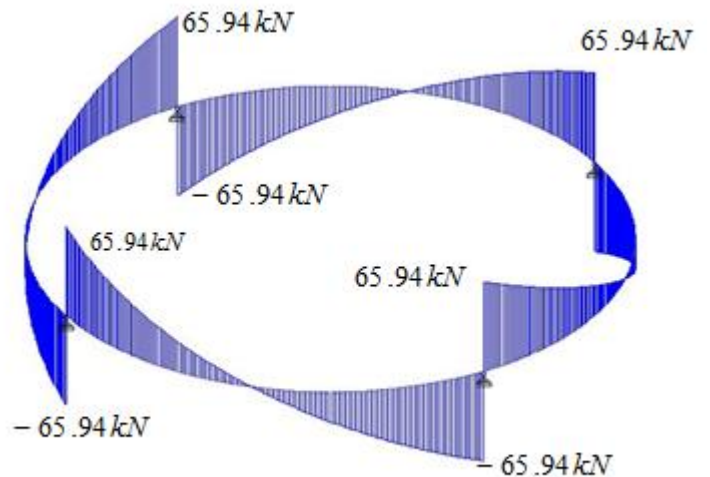


Fig (4-29) 3D view of shear diagram of ring beam

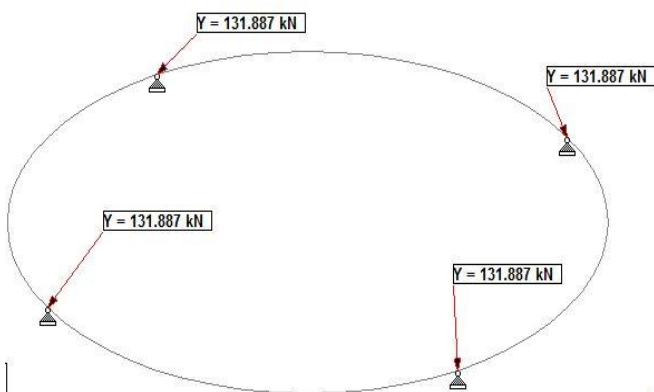


Fig.(4-30):3D view of reactions of ring beam

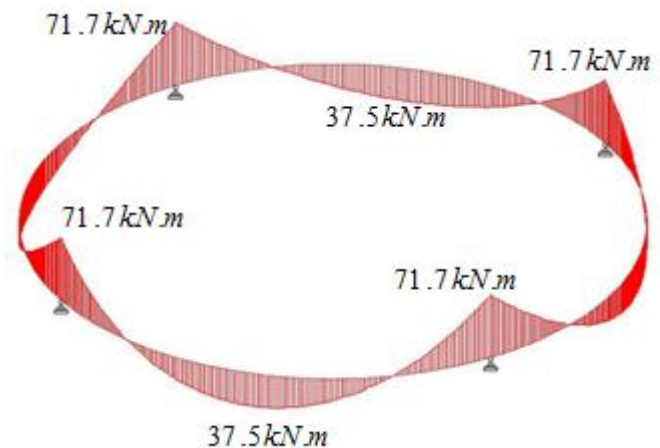


Fig. (4-31):3D view of moment diagram of ring

max -ve moment =  $71.7 \text{ kN.m}$

max +ve moment =  $37.5 \text{ kN.m}$

max shear force =  $65.94 \text{ kN}$

Reaction force =  $131.89 \text{ kN}$

## 4.11 Design of circular spiral Short Column(C15) in Basement:

### 4.11.1 Design of longitudinal Reinforcement :

The Column is a circular .

$$P_u = 2789 \text{ KN}$$

$$\phi = 0.7 \text{ for spiral}$$

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{2789}{0.7} = 3984.3 \text{ kN}$$

$$\text{Assume } \rho_g = 0.01$$

$$P_n = 0.85 \times A_g \times \{0.85 f_c' \times (1 - \rho_g) + f_y \times \rho_g\}$$

$$3984.3 \times 10^3 = 0.85 \times A_g \{0.85 \times 24 \times (1 - 0.01) + 414 \times 0.01\}$$

$$A_g = 0.24525 \text{ m}^2 = 2452.5 \text{ cm}^2$$

Select diameter = 60 cm with  $A_g = 2827.43 \text{ cm}^2 > A_{g\text{req}} = 2452.5 \text{ cm}^2$

### 4.11.2 Check Slenderness Effect :

$$\left( \frac{Klu}{r} \right) \leq \left( 34 - 12 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \right) \leq 40 \dots\dots\dots \text{ACI 10-12-2}$$

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

$$R: \text{radius of gyration} = 0.25 D = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$K = 1$$

$$Lu = 3.05 \text{ m}$$

$$r = 0.25 * D = 0.25 * 0.6 = 0.15$$

$$\frac{M_1}{M_2} = 1.0$$

$$\frac{1 * 3.05}{0.15} \leq 34 - 12 * 1 \leq 40 \dots\dots\dots \text{ACI} - (10.12.2)$$

$$20.33 \leq 22 \leq 40$$

∴ Short Column

∴ Slenderness effect must not be considered

$$P_n = 0.85 \times A_g \times \{0.85 f_c' \times (1 - \rho_g) + f_y \times \rho_g\}$$

$$3984.3 \times 10^3 = 0.85 \times 0.12 \times \{0.85 \times 24 \times (1 - \rho_g) + 414 \times \rho_g\}$$

$$\rho_g = 0.0085 < \rho_{g \text{ (min)}} = 0.01$$

$$\rightarrow \text{use } A_{s \text{ (min)}} = 0.01 \times 2827.43 = 28.27 \text{ cm}^2$$

Use 15Φ16 with  $A_s = 3015 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} = 2827 \text{ mm}^2$

### 4.11.3 Check Distances between bars :

$$600 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 16 = 484 \text{ mm}$$

$$\text{Perimeter} = \pi \times D = \pi \times 484 = 1521 \text{ mm}$$

$$S = \frac{1521 - 15 \times 16}{15} = 85.4 \text{ mm} > \begin{cases} 40 \text{ mm} \\ 1.5 \times 16 = 24 \text{ mm} \end{cases} \dots \dots \dots \text{ok.}$$

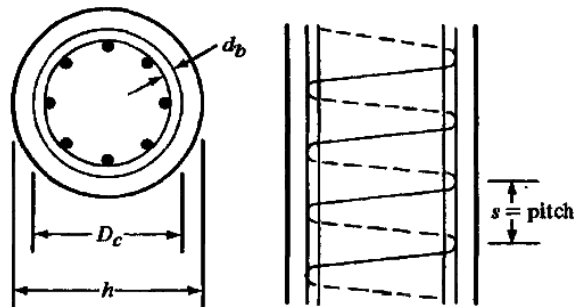
### 4.11.4 Spiral reinforcement

The ratio of spiral reinforcement shall be not less than the value given below

$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y}$$

$$A_c = \pi \frac{D_c^2}{4}$$

$$A_g = \pi \frac{h^2}{4}$$



$$h = 60 \text{ cm.} \Rightarrow A_g = \pi \frac{0.6^2}{4} = 0.2827 \text{ m}^2$$

$$D_c = 60 - 2 \times 4 = 52 \text{ cm} \Rightarrow A_c = \pi \frac{0.52^2}{4} = 0.21237 \text{ m}^2$$

$$\rho_s = 0.45 \times \frac{24}{414} \left( \frac{0.2827}{0.21237} - 1 \right) = 0.00864$$

$$as = \frac{\rho_s \times D_c^2 \times S}{4(D_c - d_{\text{spiral}})}$$

u sin gφ10mm

$$\Rightarrow S = \frac{79 \times 10^{-6} \times 4 \times (0.52 - 0.01)}{0.008644 \times 0.52^2} = 0.07 \text{ m} = 7 \text{ cm}$$

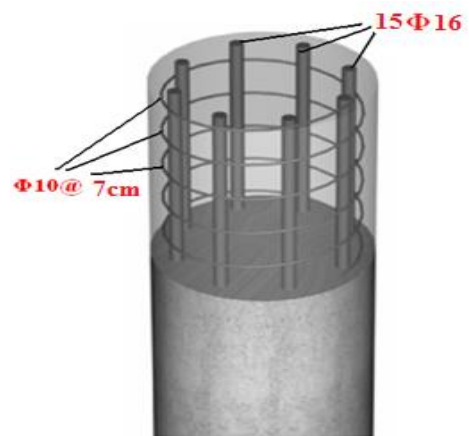


Fig. (4-32) Column model

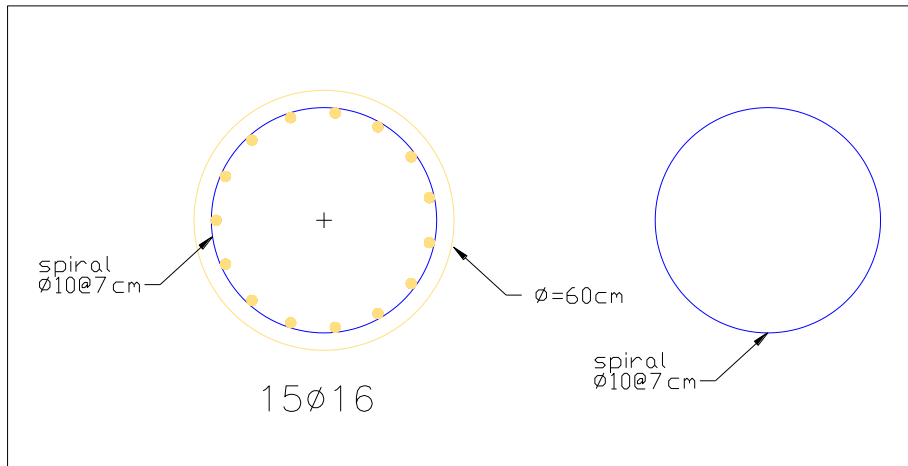


Fig. (4-33) Column detailing

## 4.12 Design of Rectangular tied Long Column (C126 in the Ground floor) :

### 4.12.1 Design of Longitudinal Reinforcement :

$$P_u = 1860 \text{ KN}$$

$$P_n = \frac{1860}{0.65} = 2861.5 \text{ KN}$$

Assuming  $\rho_g = 1.5\%$

$$P_n = 0.8 * A_g \{0.85 * f_c' + \rho_g (f_y - 0.85 f_c')\}$$

$$2861.5 = 0.8 * A_g [0.85 * 24 + 0.015 * (414 - 0.85 * 24)]$$

$$A_g = 0.136 \text{ m}^2 = 1360 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{1360} = 36.9 \text{ cm}$$

Use 40\*40 cm with  $A_g = 1600 \text{ cm}^2 > A_{g\text{req}} = 1360 \text{ cm}^2$

### 4.12.2 Check Slenderness Effect :

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

$$R: \text{radius of gyration} = 0.3 h = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12 * b * h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.3 * h$$

$$L_u = 3.65 \text{m}$$

$$M_1 \& M_2 = 1$$

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

$$\frac{k l_u}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \dots \dots \dots ACI - (10.12.2)$$

$$\frac{1 * 3.65}{0.3 * 0.4} = 38.34 > 22$$

$\therefore$  long Column

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + \beta_d} \dots \dots \dots [ACI 318 - 2002 (Eq. 10 - 15)]$$

$$E_c = 4750 \sqrt{f_c'} = 4750 * \sqrt{24} = 23270.15 \text{Mpa}$$

$$\beta_d = \frac{1.2 DL}{P_u} = \frac{1.2(1298.6)}{1860} = 0.8378$$

$$I_g = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0.4 * 0.4^3}{12} = 0.0021333 \text{m}^4$$

$$EI = \frac{0.4 * 23270.15 * 10^6 * 0.0021333}{1 + 0.8378} = 10.805 \text{MN.m}^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(K L_u)^2} \dots \dots \dots ACI 318 - 2002 (Eq. 10 - 13)$$

$$P_{cr} = \frac{3.14^2 * 10.805}{(1.0 * 3.65)^2} = 8.0 \text{MN.}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \dots \dots \dots ACI 318 - 2002 (Eq. 10 - 16)$$

$$C_m = 1 \dots \dots \dots \text{According to ACI 318 - 2002 (10.10.6.4)}$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - (P_u / 0.75 P_{cr})} \geq 1.0 \dots \dots \dots ACI 318 - 2002 (Eq. 10 - 12)$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - (1860 / 0.75 * 8.0 * 10^6)} = 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 400 = 27 \text{ mm} = 0.027 \text{ m}$$

$$e = e_{\min} \times \delta_{ns} = 0.027 * 1.0 = 0.027$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.027}{0.4} = 0.06753$$

From Interaction Diagram

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{1860}{0.4 * 0.4} * \frac{145}{1000} = 1685.625 \text{ ksi}$$

$$\rho_g = 0.01$$

$$A_s = \rho_g * A_g = 0.01 * 40 * 40 = 1600 \text{ mm}^2$$

Use 8Φ16 with  $A_s = 1608 \text{ mm}^2 > A_{s\text{req}} = 1600 \text{ mm}^2$

#### 4.12.3 Design of the Tie Reinforcement :

According to (ACI-7.10.5.2)

$$\text{Spacing} \leq \begin{cases} 16 \times d_b \text{ (Longitudinal bar diameter)} = 16 \times 16 = 256 \text{ mm.} \\ 48 \times d_t \text{ (tie bar diameter)} = 48 \times 1.0 = 480 \text{ mm.} \\ \text{Least dimension} = 300 \text{ mm} \end{cases}$$

∴ Use  $\phi 10 @ 25 \text{ cm}$

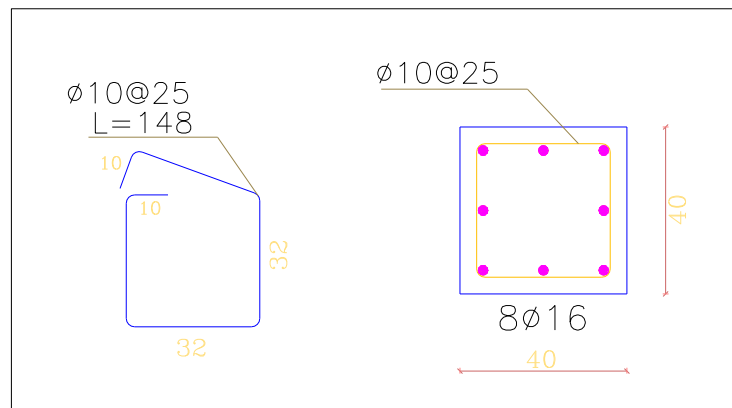


Fig. (4-34) Column detailing

## 4.13 Design of Isolated Footing (F8) :

### 4.13.1 Load Calculation :

Total service dead load  $P_{dead} = 1083kN$ .

Total service live load  $P_{live} = 350.4kN$ .

Column Dimensions (  $a=40cm$  ,  $b=40cm$  ).

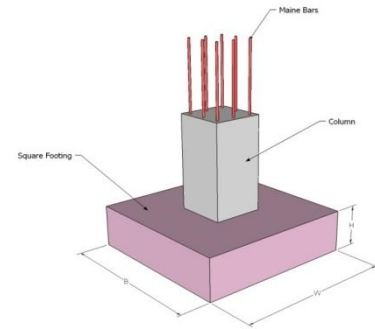
Soil density =  $17 KN/m^3$ .

Allowable soil Pressure =  $(q_{allowable})400 KN/m^2$ .

Assume footing to be about (55 cm) thick.

Soil Hight above the footing = 60 cm.

$$(q_{allowable})_{net} = 400 - 0.6 * 17 - 0.55 * 25 = 376.05kN / m^2.$$



### 4.13.2 Determination of Footing Area :

$$Area_{footing} = \frac{P_{dead} + P_{live}}{(q_{allowable})_{net}} = \frac{1083 + 350.4}{376.05} = 3.81m^2.$$

Try  $2.0 * 2.0 m$  with area =  $4.0 m^2 > A_{req.} = 3.81 m^2$

### 4.13.3 Determine thickness of footing based on shear strength:

Assume  $h = 55 cm \rightarrow d = 550 - 75 - 14 = 461 mm$

$$q_u = \frac{1.2 * P_{dead} + 1.6 * P_{live}}{Area_{footing}} = \frac{1.2 * 1083 + 1.6 * 350.4}{2 * 2} = 465kN / m^2.$$

\*Check for one way shear strength:

$$Vu = q_u * \left( \frac{L_{Foundation}}{2} - \frac{b}{2} - d \right) * B_{Foundation}$$

$$Vu = 465 * \left( \frac{2.0}{2} - \frac{0.4}{2} - 0.461 \right) * 2 = 315.27KN$$

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

$$\phi.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 10^3 * 2.0 * 0.461 = 564.6KN$$

$$\Rightarrow \phi.Vc = 564.6KN > Vu = 315.27KN$$

$\therefore$  Safe.

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

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

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

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

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

Where:

$$\beta_c = \frac{\text{Column Length (a)}}{\text{Column Width (b)}} = \frac{40}{40} = 1.0$$

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

$$b_o = 2(b+d) + 2(a+d)$$

$$b_o = 2(40 + 46.1) + 2(40 + 46.1) = 344.4 \text{ cm}$$

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

$\phi V_c$  Should be the minimum of :

$$\phi V_c \leq \begin{cases} \phi \cdot \frac{1}{12} \left( 2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{12} * \left( 2 + \frac{4}{1.0} \right) * \sqrt{24} * 3.444 * 0.461 * 10^3 = 2916.76 \text{ KN} \\ \phi \cdot \frac{1}{12} \left( \frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{12} * \left( \frac{40 * 0.461}{3.444} + 2 \right) * \sqrt{24} * 3.444 * 0.461 * 10^3 = 3575.1 \text{ KN} \\ \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 3.444 * 0.461 * 10^3 = 1944.5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{control} \end{cases}$$

$$Vu_c = 465 * [2 * 2 - ((0.4 + 0.461) * (0.4 + 0.461))] = 1515.285 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \phi V_c = 1944.5 \text{ Kn} > Vu_c = 1515.28 \text{ Kn} \dots\dots\dots \text{satisfied}$$

**4.13.4 Design for Bending Moment :**

$$M_u = \frac{q_u (l)^2}{2} (B)$$

$$Mu = 465 * \frac{0.8^2}{2} * 2 = 297.6 \text{ kN.m}$$

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{\frac{297.6}{0.9} \times 10^{-3}}{2 \times 0.461^2} = 0.778 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.6 \times 0.778}{400}} \right) = 0.0019836$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.0019836 * 200 * 46.1 = 18.29 \text{ cm}^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 200 * 55 = 19.8 \text{ cm}^2$$

$$As_{Req.} = 18.29 < As_{Shrinkage} = 19.8 \text{ cm}^2$$

Select in both directions  $14\phi 14 \dots As_{Provided} = 2155 \text{ mm}^2 > 1980 \text{ mm}^2$ .

### Check of strain:

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

$$2155 * 400 = 0.85 * 24 * 2000 * a$$

$$a = 21.13 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{21.13}{0.85} = 24.9 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{461 - 24.9}{24.9} * 0.003 = 0.0525 > 0.005 \dots \dots \dots \text{ok}$$

### 4.13.5 Check development length for the footing reinforcement:

$$(L_d)_{required} = 0.9 * \frac{\psi_t * \psi_e * \psi_s}{\lambda * \sqrt{fc'}} * \frac{fy}{\left( \frac{ktr + C_b}{d_{bar}} \right)} * d_b$$

Where:

$$\psi_t \left\{ \begin{array}{l} 1.3 \text{ for top and bottom reinforcement } d \leq 300 \text{ mm} \\ 1 \text{ for top and bottom reinforcement } d \geq 300 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow \psi_t = 1.0$$

$$\psi_e \left\{ \begin{array}{l} (1.2 - 1.4) \text{ coated} \\ 1 \text{ uncoated} \end{array} \right\} \rightarrow \psi_e = 1.0$$

$$\psi_s \begin{cases} 1 & \text{if } d_b \geq 20 \text{ mm} \\ 0.8 & \text{if } d_b \leq 20 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \psi_s = 0.8$$

$$\lambda \begin{cases} 1 & \text{for normal weight concrete} \\ 1.3 & \text{for light weight concrete} \end{cases} \rightarrow \lambda = 1.0$$

$ktr = 0.0$  for footings (no stirrups).

$$C_b = 75 + 14 = 89 \text{ mm}$$

$$\left( \frac{ktr + C_b}{d_{bar}} \right) \leq 2.5$$

$$\left( \frac{0 + 89}{14} \right) = 6.36 > 2.5 \Rightarrow \text{use } \left( \frac{ktr + C_b}{d_{bar}} \right) = 2.5$$

$$\Rightarrow (L_d)_{required} = 0.9 \times \frac{1.0 \times 1.0 \times 0.8}{1.0 \times \sqrt{24}} \times \frac{400}{2.5} \times 14 = 329.2 \text{ mm}$$

### Check available length:

$$(L_d)_{available} = \frac{B}{2} - \frac{a}{2} - \text{concrete cover}$$

$$(L_d)_{available} = \frac{2000}{2} - \frac{400}{2} - 75 = 725 \text{ mm} > (L_d)_{required} = 329.2 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ok}$$

### 4.13.6 Check transfer of load at the base of column:

$$\phi.Pn = \phi.(0.85 f_c' A_g)$$

$$\phi.Pn = 0.65 * [0.85 * 24 * (400 * 400)] / 1000 = 2121.6 \text{ Kn}$$

$$\text{But } Pu = 1860 < \phi.Pn = 2121.6 \text{ Kn}$$

$\therefore$  Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

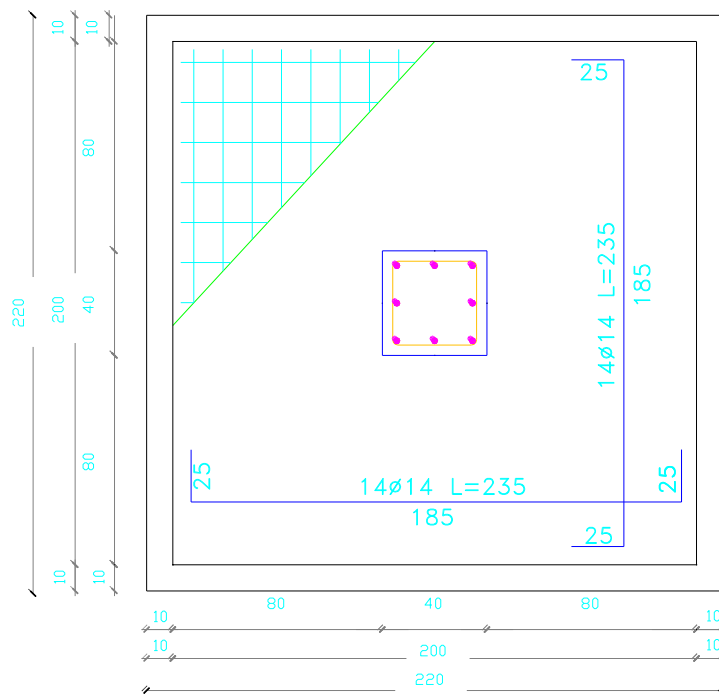
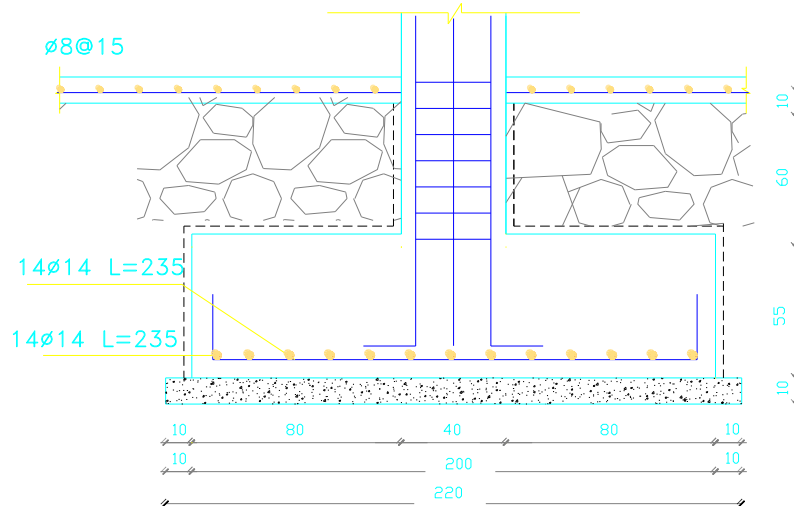
$$A_{s_{min}} = 0.005 * A_g = 0.005 * 40 * 40 = 8 \text{ cm}^2$$

Use the column bars as a dowels

Select 8Φ16

$$A_{s_{Provided}} = 16.08 \text{ cm}^2 > A_{s_{Req.}} = 8 \text{ cm}^2$$

### 4.13.7 Isolated Footing Detail:



Footing No. (14)  
( F14)

Fig. (4-34) Column footing no.(14)

## 4.14 Design Of Wall Footing:

### 4.14.1 Load Calculation :

$$\begin{aligned}\text{Weight of wall (D.L.)} &= (\text{height}) * \text{Thickness} * 1\text{m wide} * \gamma_c \\ &= 24.3 * 0.2 * 25 = 121.5 \text{ KN/m}\end{aligned}$$

$$\text{Loads from one way rib slab} = \begin{cases} D_L = 101 \text{ KN} / \text{m}. \\ L_L = 49 \text{ KN} / \text{m}. \end{cases}$$

$$\Rightarrow \text{Total dead load} = 121.5 + 101 = 222.5 \text{ kN} / \text{m}.$$

$$\Rightarrow \text{Total live load} = 49 \text{ kN} / \text{m}$$

### 4.14.2 Determine the Footing dimensions :

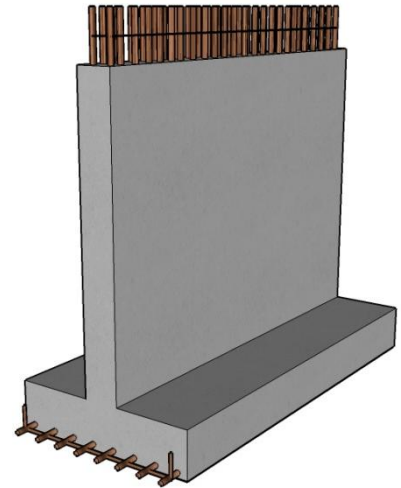
$$\text{Allowable soil pressure} = 400 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Footing width} = \frac{W \text{ total}}{\text{allowable soil pressure}} = \frac{222.5 + 49}{400} = 0.68 \text{ m}$$

$$\text{Select width} = 0.8 \text{ m}.$$

$$\text{Assume } h_{\text{ footing}} = 30 \text{ cm} .$$

$$\rightarrow d = 300 - 75 - 12 = 213 \text{ mm}.$$



### 4.14.3 Bearing pressure:

$$q_u = 1.2 * D_w + 1.6 * L$$

$$q_u = 1.2 * 222.5 + 1.6 * 49 = 345.4 \text{ KN/m}$$

$$p_{\text{net}} = \frac{p_u}{\text{Area}} = \frac{345.4}{1 * 0.8} = 431.75 \text{ KN} / \text{m}^2$$

### 4.14.4 Design of shear :

$$V_u = 1 * (0.3 - 0.213) * 431.75 = 37.5 \text{ KN}.$$

$$\phi V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{f_c'} * b * d = \frac{0.75}{6} * \sqrt{24} * 1 * 0.213 = 130.4$$

$$\Rightarrow (\phi V_c = 130.4) > (V_u = 37.5) \Rightarrow \text{thickness is enough} = 30 \text{ cm}.$$

#### 4.14.5 Flexural design

$$M_u = (P_{net}) * \left( \frac{\left( \frac{\text{footing width} - \text{wall width}}{2} \right)^2}{2} \right) = 431.75 * \frac{0.3^2}{2} = 19.43 kN.m$$

$$kn = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{\left( \frac{19.43}{0.9} \right) * 10^{-3}}{1 * 0.213^2} = 0.476 Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.476}{400}} \right) = 0.001204$$

$$A_{s_{req}} = \rho * b * d = 0.001204 * 1000 * 213 = 256.4 \text{ mm}^2$$

$$(A_s)_{min} \geq \begin{cases} \frac{0.25 \sqrt{f_c'}}{f_y} * b * d = \frac{0.25 \sqrt{24} * 1000 * 213}{400} = 652.2 \text{ mm}^2 / m \\ A_{s_{min}} = \frac{1.4 * b_w * d}{f_y} = \frac{1.4 * 1000 * 213}{400} = 746 \text{ mm}^2 / m \dots \dots \dots \text{control} \end{cases}$$

$$A_{s_{req}} < A_{s_{min}} \Rightarrow \text{use } A_{s_{min}} = 746 \text{ mm}^2.$$

Select  $\Phi 12 @ 15$  with  $A_{s_{prov.}} = 753 \text{ mm}^2/m$ .

#### \* Check of strain:

Tension = Compression

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

$$753 * 400 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 14.77 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{14.77}{0.85} = 17.4 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{213 - 17.4}{17.4} * 0.003 = 0.0338$$

$$\epsilon_s = 0.0338 > 0.005 \dots \dots \dots \text{OK}$$

#### 4.14.6 Development length of main reinforcement:

$$(L_d)_{required} = 0.9 \times \frac{\psi_t \times \psi_e \times \psi_s}{\lambda \times \sqrt{f_c'}} \times \frac{f_y}{\left( \frac{ktr + C_b}{d_{bar}} \right)} \times db$$

Where:

$$\psi_t \left\{ \begin{array}{l} 1.3 \text{ for top and bottom reinforcement } d \leq 300 \text{ mm} \\ 1 \text{ for top and bottom reinforcement } d \geq 300 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow \psi_t = 1.0$$

$$\psi_e \left\{ \begin{array}{l} (1.2 - 1.4) \text{ coated} \\ 1 \text{ uncoated} \end{array} \right\} \rightarrow \psi_e = 1.0$$

$$\psi_s \left\{ \begin{array}{l} 1 \text{ if } d_b \geq 20 \text{ mm} \\ 0.8 \text{ if } d_b \leq 20 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow \psi_s = 0.8$$

$$\lambda \left\{ \begin{array}{l} 1 \text{ for normal weight concrete} \\ 1.3 \text{ for light weight concrete} \end{array} \right\} \rightarrow \lambda = 1.0$$

$ktr = 0.0$  for footings (no stirrups).

$$C_b = \text{cover} = d_b = 75 + 12 = 87 \text{ mm}$$

$$\left( \frac{ktr + C_b}{d_{bar}} \right) \leq 2.5$$

$$\left( \frac{0 + 87}{14} \right) = 6.2 > 2.5 \Rightarrow \text{use } \left( \frac{ktr + C_b}{d_{bar}} \right) = 2.5$$

$$\Rightarrow (L_d)_{required} = 0.9 \times \frac{1.0 \times 1.0 \times 0.8}{1.0 \times \sqrt{24}} \times \frac{400}{2.5} \times 12 = 282.2 \text{ mm}$$

**Check available length:**

$$(L_d)_{available} = 300 - 75 = 225 \text{ mm}$$

$$(L_d)_{available} = 225 < (L_d)_{required} = 282.2 \text{ mm.}$$

$\Rightarrow$  So a standard hook of (20 cm) must be used to provide  $Ld_{req}$ .

### 4.14.7 Design of Secondary Bottom Reinforcement

$A_{s_{min}}$  for shrinkage & temperature

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * h$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * 800 * 300 = 432 \text{ mm}^2$$

Select 4Φ12 with  $A_{s \text{ prov.}} = 452 \text{ mm}^2$ .

#### Design of dowels bars:

$$A_{s_{min}} = 0.0012 \times 1000 \times 213 = 255.6 \text{ mm}^2$$

Use longitudinal shear wall bars

Use  $\phi$  12@30 cm

$$L_d = \frac{f_y}{2\sqrt{f_c'}} a \cdot \beta \cdot \gamma \cdot d_b$$

For  $\phi 12$  bars

$$L_d = \frac{400}{2\sqrt{24}} 1 * 1 * 1 * 1.2$$

$$L_d = 49 \text{ cm}$$

$$\text{Available } L_d = 30 - 7.5 = 22.5 \text{ cm} \leq 49 \text{ cm}$$

$$0.24 * f_y * 1.4 * 0.7 * \frac{1}{\sqrt{f_c'}} = 19.2 \text{ cm}$$

So a standard hook of 20 cm must be used to provide  $L_d$ .

### 4.14.8 wall Footing Detail:

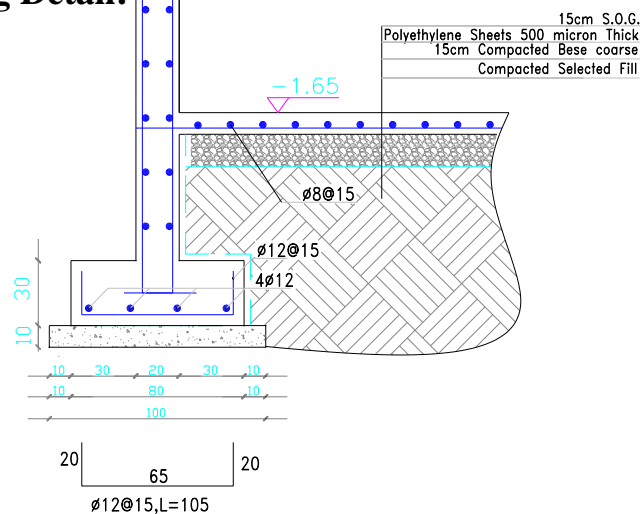


Fig. (4-35) wall footing detailing

## 4.15 Design of Stairs :

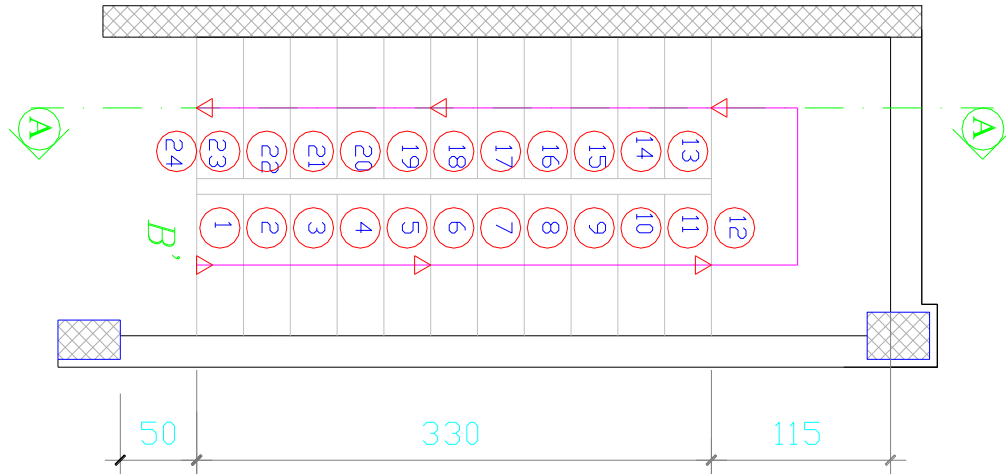


Fig. (4-36) design of stairs

### 4.15.1 Determination of Stair Thickness:

-  $L = 1.15 + 3.3 + 0.5 = 4.95 \text{ m}$ .

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

-  $h_{\text{req}} = 495 / 20 = 24.75 \text{ cm}$  .....take  $h = 25 \text{ cm}$ .

⇒ Use  $h = 25 \text{ cm}$ .

-  $\theta = \tan^{-1}(195 / 330) = 30.6^\circ$

-  $\cos \theta = 0.86$

### 4.15.2 Load Calculations

**Live load:**

Live load for stairs =  $4 \text{ KN/ m}^2$ .

**Dead Load:**

No.	Parts of Rib	Calculation
1	Horizontal Tiles	$0.03 * 22 * (0.33 / 0.30) = 0.726 \text{ KN/ m}^2$ .
2	Vertical Tiles	$0.03 * 22 * (0.1625 / 0.30) = 0.3575 \text{ KN/ m}^2$ .
3	Horizontal mortar	$0.03 * 23 = 0.69 \text{ KN/ m}^2$ .
4	Vertical mortar	$0.03 * 23 * (0.1625 / 30) = 0.374 \text{ KN/ m}^2$ .
5	Plaster	$(0.02 * 23) / (\cos 30.6) = 0.802 \text{ KN/ m}^2$ .
6	Steps	$(0.1625 / 2) * 25 = 2.03 \text{ KN/ m}^2$ .
7	Slab	$0.25 * 25 / \cos 30.6 = 7.26 \text{ KN/ m}^2$ .
		12.24
		$\text{KN/ m}^2$

Table (4-5) dead load calculation of stair

**Factored load**

$$q_u = 1.2 * 12.24 + 1.6 * 4 = 21.1 \text{ KN/ m}^2.$$

For one meter Strip,  $q_u = 21.1 \text{ KN/ m}$ .

**Load on landing :-**

**Dead Load:**

No.	Parts of Rib	Calculation
1	Tiles	$0.03 * 22 = 0.66 \text{ KN/m}^2$
2	mortar	$0.02 * 23 = 0.46 \text{ KN/ m}^2.$
3	Sand	$0.07 * 17 = 1.19 \text{ KN/ m}^2.$
4	Slab	$0.25 * 25 = 6.25 \text{ KN/m}^2.$
5	Plaster	$0.02 * 23 = 0.46 \text{ KN/m}^2.$
		<b>9.02</b>
		<b>KN/m<sup>2</sup></b>

Table (4-6) dead load calculation of landing

**Total dead load = 0.66 + 0.46 + 1.19 + 6.25 + 0.46 = 9.02 KN/m<sup>2</sup>.**

**Live load:**

Live load for stairs =  $4 \text{ KN/ m}^2$ .

**Factored load**

$$q_u = 1.2 * 9.02 + 1.6 * 4 = 17.224 \text{ KN/ m}^2.$$

For one meter Strip,  $q_u = 17.22 \text{ KN/ m}$ .

**4.15.3 Design for Shear :**

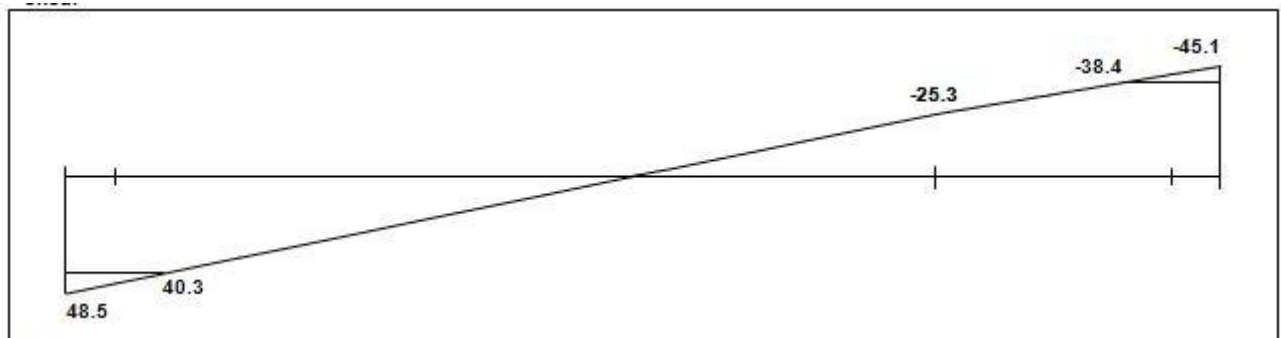


Fig.(4-37) shear diagram of the stair

- Assume  $\emptyset 14$  for main reinforcement:-

So,  $d = 250 - 20 - 7 = 223$  cm.

$V_u = 48.5$  KN .

- $$\phi V_c = \frac{\phi \sqrt{f'_c} * b_w * d}{6}$$
- $$\phi V_c = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 223 * 10^{-3}}{6} = 136.6 \text{ KN}$$
- $V_u = 48.5$  KN  $<$   $\phi V_c = 136.6$  KN .

So the depth of the stair is **OK**.

#### 4.15.4 Design of Bending Moment :

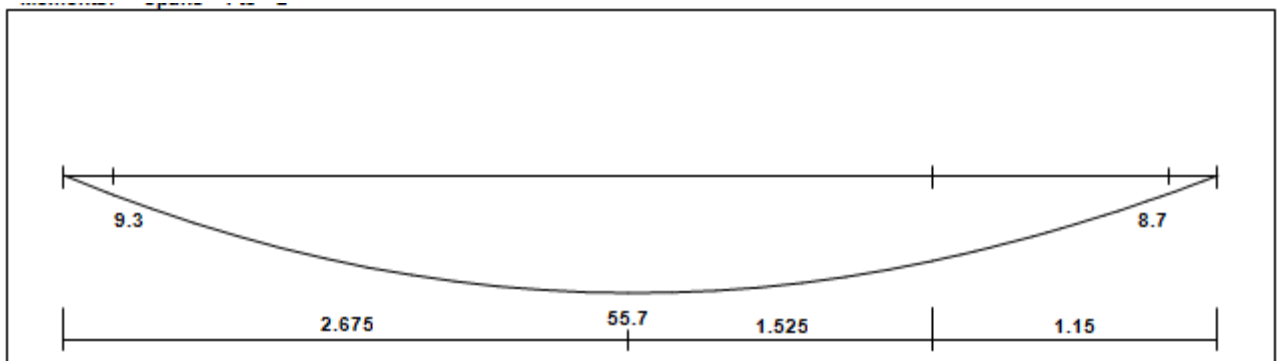


Fig.(4-38) moment diagram of the stair

$M_u = 55.7$  KN.m.

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

$$K_n = \frac{\frac{55.7}{1000} \times 10^{-3}}{1000 * 223^2} = 1.2445 \text{ MPa} .$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f'_c}$$

$$m = \frac{400}{0.85 * 0.24} = 19.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 1.2445}{400}} \right) = 0.003212$$

As req = 0.003212 \* 1000 \* 223 = 717 mm<sup>2</sup>.

$$A_s \text{ min} \geq \begin{cases} \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(400)} (1000)(223) = 683 \text{mm}^2 \\ \frac{1.4}{f_y} (bw)(d) = \frac{1.4}{400} (1000)(223) = 781 \text{mm}^2 \dots\dots\dots \text{control} \\ 0.0018 * 250 * 1000 = 450 \text{mm}^2 \end{cases}$$

Use As = 781 mm<sup>2</sup>.

Use 1Φ 14 @ 15 cm. with As =(1000 / 150)\*154 = 1027 mm<sup>2</sup>.

**Check for strain:**

Tension = Compression

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

$$1027 * 400 = 0.85 * 24 * 100 * a$$

$$a = 20.13 \text{mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{20.13}{0.85} = 23.7 \text{mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{223 - 23.7}{23.7} * 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.0252 > 0.005 \longrightarrow \text{ok}$$

**4.15.5 Development length of the bars:**

$$L_d = \frac{f_y}{2\sqrt{f_c'}} \times \alpha \times \beta \times \gamma \times d_b$$

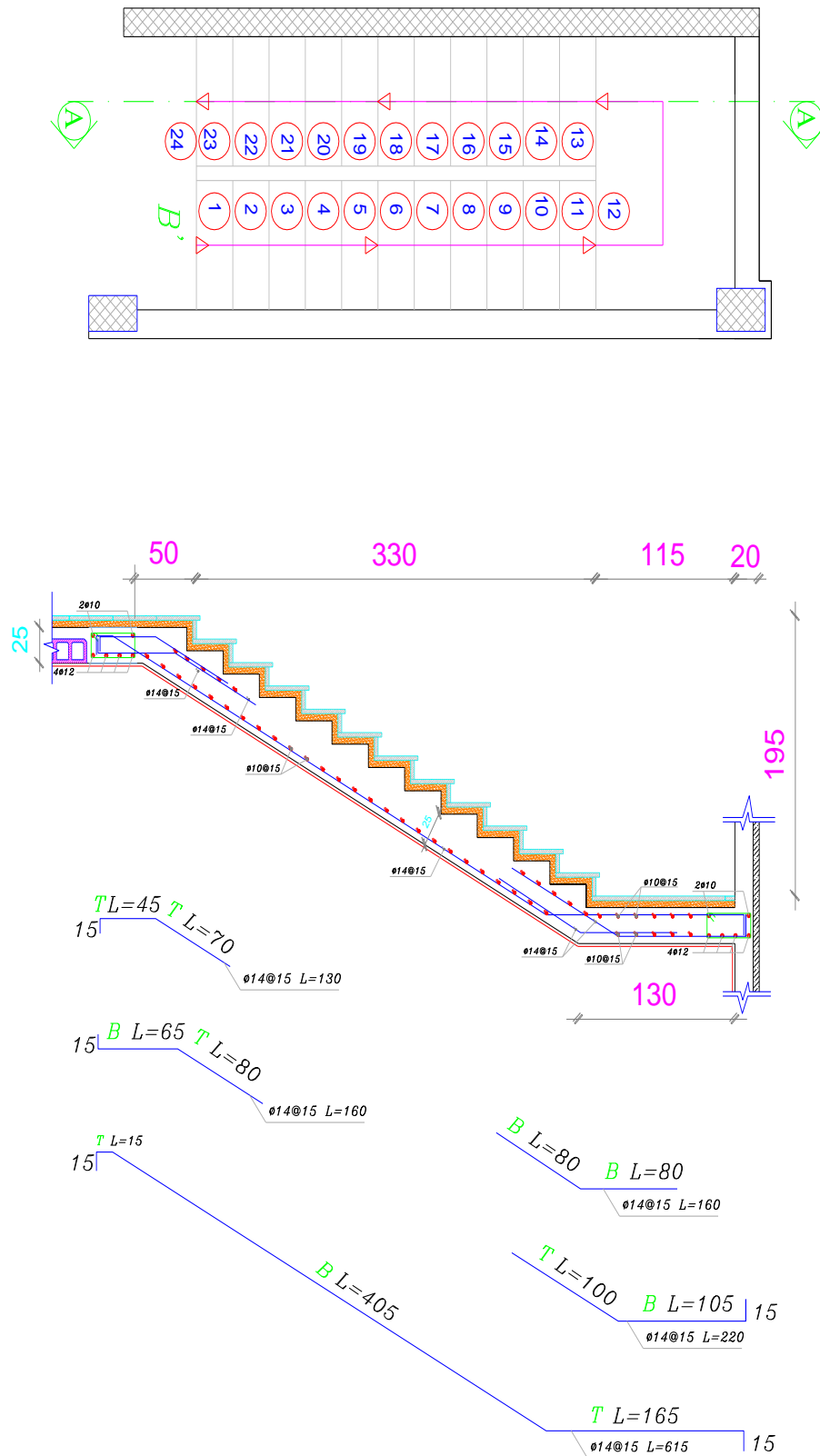
$$L_d = \frac{400}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 = 48.99 \text{cm.} \quad L_d \text{ available} > L_d \text{ req} = 48.99$$

**4.15.6 Secondary reinforcement:**

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

Use Φ10 @ 15 cm ..... With As = (100 / 15)\*0.79 = 5.3 cm

### 4.15.7 Detailing of reinforcement:



### SECTION (A-A)

Fig.(4-39) Detailing of reinforcement of the stair

## 4.16 Design of Basement wall:

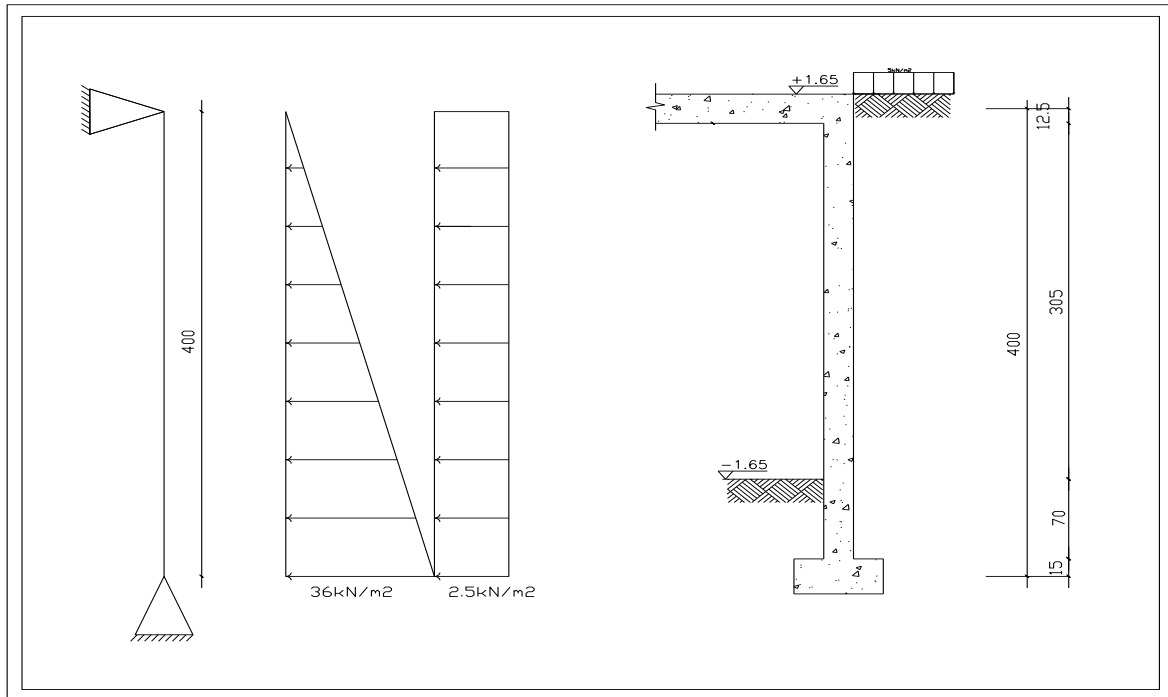


Fig.(4-40) geometry and loads of basement wall

Assuming that

$$\theta = 30^\circ, \gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Load from live load (cars, people)} = 5 \text{ kN/m}^2$$

### 4.16.1 Load Calculation:

$$K_o = 1 - \sin \theta = 1 - \sin 30^\circ = 1 - 0.5 = 0.5$$

$$e_o = \gamma \cdot h \cdot K_o = 18 \cdot 4 \cdot 0.5 = 36 \text{ kN/m}^2$$

$$e_p = P \cdot K_o = 5 \cdot 0.5 = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

### 4.16.2 Design for Shear:

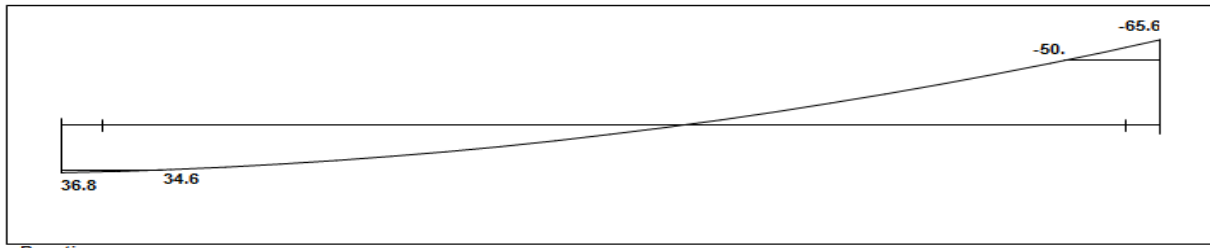


Fig.(4-41) shear diagram of basement wall

$V_u = 65.6 \text{ KN}$ .

Assuming thickness = 25 cm.

$\rightarrow d = 250 - 20 - 14/2 = 223 \text{ mm}$ .

$$\phi V_c = \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{f_c'} * b * d = \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 223 = 136.6 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 136.6 \text{ KN} \gg V_u = 65.6 \text{ kN}$$

$\Rightarrow$  Thickness is enough = 25cm.

### 4.16.3 Flexural Design:

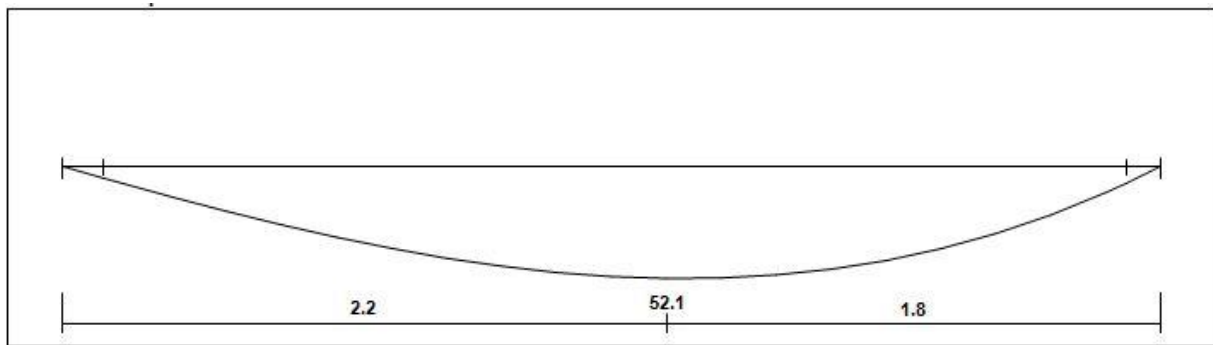


Fig.(4-42) moment diagram of basement wall

$M_u = 52.1 \text{ kN.m}$

$$m = \frac{F_y}{0.85 f_c'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{\left(\frac{52.1}{0.9}\right) * 10^{-3}}{1 * 0.223^2} = 1.16$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 1.16}{400}} \right) = 0.003$$

$$(A_s)_{req} = 0.003 * 1000 * 223 = 669 \text{ mm}^2$$

$$(A_s)_{\min} \geq \begin{cases} \frac{0.25\sqrt{f_c'}}{f_y} * b * d = \frac{0.25\sqrt{24} * 1000 * 223}{400} = 683\text{mm}^2 / m \\ A_{s_{\min}} = \frac{1.4 * b_w * d}{f_y} = \frac{1.4 * 1000 * 223}{400} = 780\text{mm}^2 / m \dots \dots \dots \text{control} \\ A_{s_{\min}} = 0.0012 * b * h = 0.0012 * 1000 * 250 = 300\text{mm}^2 / m \end{cases}$$

⇒ use  $(A_s)_{\min} = 780\text{mm}^2 / m$

Select  $\Phi 14@20\text{cm}$

#### 4.16.4 Design of Horizontal Reinforcement:

$$A_s \geq \{ A_{s_{\text{Shrinkage}}} = 0.0018 * 1000 * 250 = 450\text{mm}^2 / m.$$

Select  $\Phi 10@16\text{ cm}$  with  $A_s = 494\text{ mm}^2 / m$

#### 4.16.5 Detailing of basement wall:

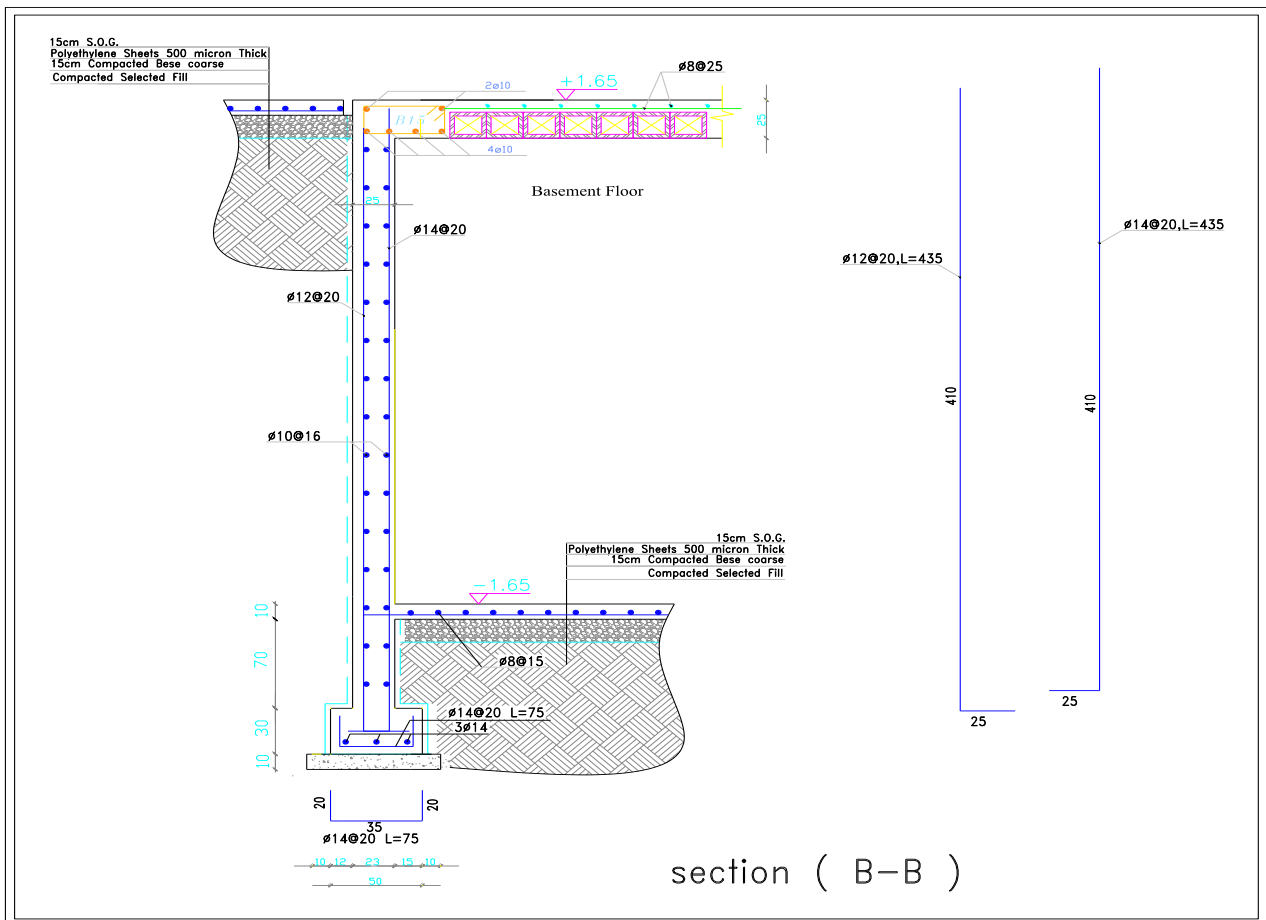


Fig.(4-43) Detailing of basement wall

## 4.17 Design of Shear wall:

### 4.17.1 Calculation of loads:

$W_{\text{Floor}} = \text{Total dead loads of the floor .}$

$W_{\text{Ground Floor}} = \text{Weight of slab} + \text{Weight of stairs} + 0.5 * (\text{Weight of upper columns \& walls} + \text{Weight of lower columns \& walls}) = 4203 \text{ KN}$

$W_{\text{First Floor}} = \text{Weight of slab} + \text{Weight of stairs} + 0.5 * (\text{Weight of upper columns \& walls} + \text{Weight of lower columns \& walls}) = 4158 \text{ KN}$

$W_{\text{Second Floor}} = \text{Weight of slab} + \text{Weight of stairs} + 0.5 * (\text{Weight of upper columns \& walls} + \text{Weight of lower columns \& walls}) = 4158 \text{ KN}$

$W_{\text{Third Floor}} = \text{Weight of slab} + \text{Weight of stairs} + 0.5 * (\text{Weight of upper columns \& walls} + \text{Weight of lower columns \& walls}) = 4158 \text{ KN}$

$W_{\text{Fourth Floor}} = \text{Weight of slab} + \text{Weight of stairs} + 0.5 * (\text{Weight of upper columns \& walls} + \text{Weight of lower columns \& walls}) = 3755 \text{ KN}$

$W_{\text{Roof Floor}} = \text{Weight of slab} + \text{Weight of stairs} + 0.5 * (\text{Weight of upper columns \& walls} + \text{Weight of lower columns \& walls}) = 1500 \text{ KN}$

$W_{\text{Total}} = W_{\text{Basement}} + W_{\text{Ground}} + W_{\text{First}} + W_{\text{Second}} + W_{\text{Third}} + W_{\text{Fourth}} + W_{\text{Roof}}$

$W_{\text{Total}} = 21932 \text{ KN}$

### 4.17.2 Calculation of shear force on "shear walls":

From Uniform Building Code 1997(UBC), the total design base shear in a given direction shall be determine from the following formula :

$$V = \frac{C_v \cdot I}{R \cdot T} W \dots \dots \dots (\text{Eq.30-4})$$

The total design base shear need not exceed the following:

$$V = \frac{2.5Ca.I}{R} W \dots \dots \dots (\text{Eq.30-5})$$

The total design base shear shall not be less than the following:

$$V = 0.11Ca.I.W \dots \dots \dots (\text{Eq.30-5})$$

$$h_n = H_{\text{Building}} = 30.2 \text{ m}$$

$$Z = 3.0$$

$$R = 5.5$$

$$I = 1.0$$

$$Ca = 0.24$$

$$Ct = 0.0488$$

$$Cv = 0.24$$

**Where:**

**Z** = seismic zone factor as given in Table 16-I.

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

**I** = importance factor given in Table 16-K.

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

**Ct** = numerical coefficient given in Section 1630.2.2.

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

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

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

$$T = 0.0488 * (24.65)^{3/4} = 0.54$$

$$V_1 = \frac{Cv * I}{R * T} W = \frac{0.24 * 1.0}{5.5 * 0.54} * 21932 = 1772.3kN$$

*Not Exceed*

$$V_1 = \frac{2.5 * Ca * I}{R} W = \frac{2.5 * 0.24 * 1}{5.5} * 21932 = 2393kN$$

*And Not Less than*

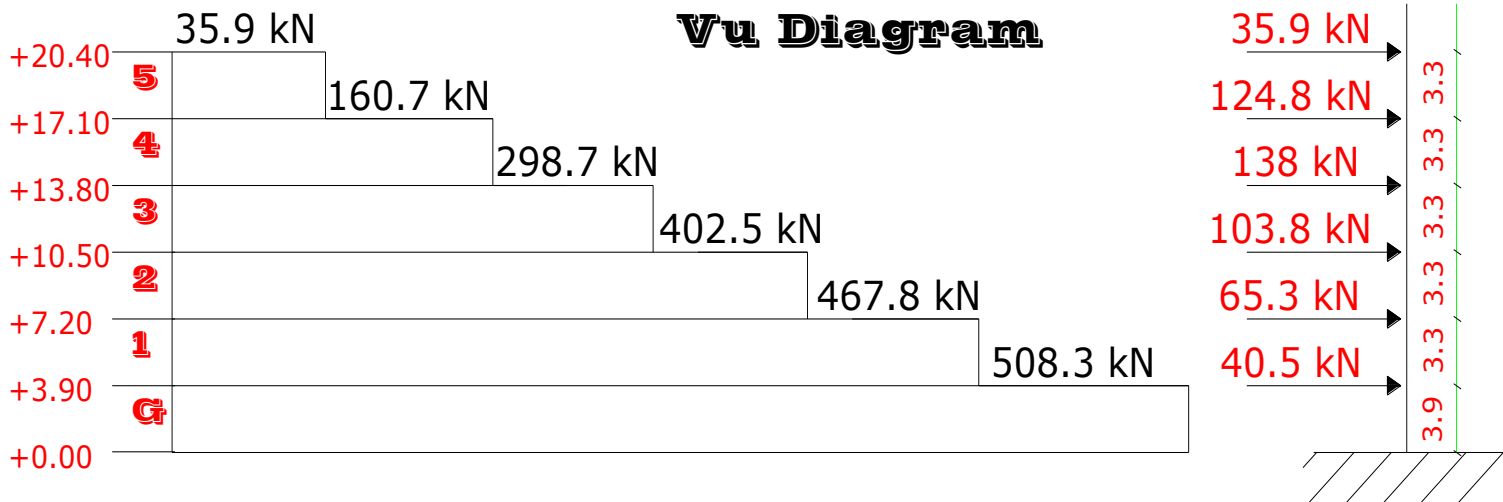
$$V_1 = 0.11 * Ca * I * W = 0.11 * 0.24 * 1 * 21932 = 579kN$$

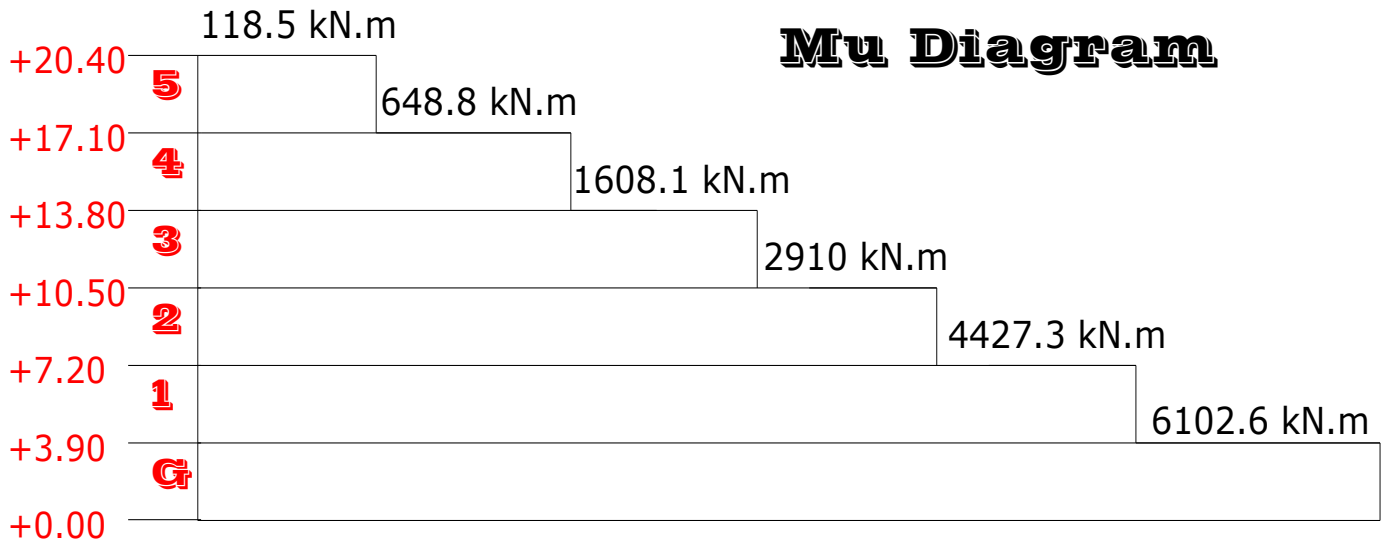
→ V = 1772.3 kN ---- Control

$$F_t = 0.07 \times T \times V = 0.07 \times 0.54 \times 1772.3 = 67 \text{ kN}$$

floor	W (KN)	V (KN)	H (m)	F <sub>t</sub> (KN)	(V-F <sub>t</sub> )	(W*h)	F <sub>x</sub>	FX
Floor(5)	1500	1772.3	20.4	67	1705.3	30600	215.5	282.5
Floor(4)	3755	1772.3	17.1	67	1705.3	64210.5	452.1	734.6
Floor(3)	4158	1772.3	13.8	67	1705.3	57380.4	404.0	1138.6
Floor(2)	4158	1772.3	10.5	67	1705.3	43659	307.4	1446
Floor(1)	4158	1772.3	7.2	67	1705.3	29937.6	210.81	1656.82
Floor(0)	4203	1772.3	3.9	67	1705.3	16391.7	115.42	1772.3
Σ	21932					242179.2		

Table (4-7) calculation of total F<sub>x</sub>





Tables (4-8) Fx ,Mu and Vu diagram for shear walls

#### 4.17.3 Shear Wall Design Parameters:

$f_c = 24 \text{ MPa}$

$f_y = 400 \text{ MPa}$ .  $F_y$

$h = 20 \text{ cm}$ . Shear wall thickness.

$L_w = 4.55 \text{ m}$ . shear wall width

$H_w = 20.4 \text{ m}$ . Story height.

#### 4.17.4 Design of the Horizontal Reinforcement:

$V_u = 508.3 \text{ KN}$

$$V_n = \frac{508.3}{0.75} = 677.73 \text{ KN}$$

$d = 0.8 * L_w = 0.8 * 4.55 = 3.64 \text{ m}$ .

$$\text{Critical section at distance } \leq \begin{cases} \frac{L_w}{2} = \frac{4.55}{2} = 2.275 \text{ m} \dots \dots \dots \text{control.} \\ \frac{h_w}{2} = \frac{20.4}{2} = 10.2 \text{ m} \end{cases}$$

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times b \times d = \frac{\sqrt{24}}{6} * 0.2 * 3.64 * 10^3 = 561.75kN.....Control.$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{fc'} \times b \times d}{4} + \frac{N_u \times d}{4 \times L_w} = \frac{\sqrt{24} * 10^3 * 0.2 * 3.64}{4} + \frac{3110 * 3.64}{4 * 4.55} = 1513.6KN$$

$$N_u = 3110KN(From ETABS).$$

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

$$= \left[ \frac{\sqrt{24} * 10^3}{2} + \frac{4.55 \left( \sqrt{24} * 10^3 + \frac{2 * 3110}{4.55 * 0.2} \right)}{\frac{6102.6}{508.3} - \frac{4.55}{2}} \right] * \frac{0.2 * 3.64}{10} = 577.7KN$$

$$V_s = V_n - V_c = 677.73 - 561.75 = 116.03KN$$

$$\frac{A_{vh}}{S_2} = \frac{V_s}{f_y * d} = \frac{0.11603 * 1000}{400 * 3.64} = 0.08mm.$$

$$\left( \frac{A_{vh}}{S_2} \right)_{min} = 0.0025 * h = 0.0025 * 200 = 0.5mm \dots\dots\dots control$$

$$S_2 \leq \begin{cases} \frac{L_w}{5} = \frac{4.55}{5} = 0.91m = 860mm. \\ 3 * h = 3 * 200 = 600mm.....control. \end{cases}$$

Using 2 Φ10 with  $A_s = 158mm^2$ .

$$\frac{158}{S_2} = 0.5mm \Rightarrow S_2 = 316mm.$$

Select  $S_2 = 30$  cm

Use 2Φ10 @ 30cm C/C for the horizontal reinforcement in two layers.

#### 4.17.5 Design of the Vertical reinforcement:

$$A_{vt} = [0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{hw}{Lw})(\frac{A_{vh}}{S_2 * h} - 0.0025)] S_1 * h$$

$$\left(2.5 - \frac{hw}{Lw}\right) = 2.5 - \frac{20.4}{4.3} = -2.24 \Rightarrow -ve$$

$$\Rightarrow A_{vt} = 0.0025 S_1 h.$$

$$S_1 \leq \begin{cases} \frac{Lw}{3} = \frac{4.55}{3} = 1.52m = 1520mm. \\ 3 * h = 3 * 200 = 600mm.....control. \end{cases}$$

Using 2 Φ10 with  $A_s = 158 \text{ mm}^2$ .

$$158 = 0.0025 * S_1 * 200$$

$$\Rightarrow S_1 = 316mm = 31.6cm$$

$$\text{use } S_1 = 30 \text{ cm} < S_{req} = 31.6 \text{ cm}$$

Use 2Φ10 @ 30cm C/C for the vertical reinforcement in two layers.

#### 4.17.6 Design of Boundary Element:

$$\frac{\delta_u}{h_w} = 0.007 \Rightarrow \frac{\delta_u}{20.4} = 0.007 \Rightarrow \delta_u = 0.1428m$$

$$C \geq \left[ \frac{Lw}{600 \left( \frac{\delta_u}{h_w} \right)} = \frac{4.55}{600(0.007)} = 1.083 \right]$$

$$\text{Boundary Element Length (S)} = C - 0.1 * Lw = 1.083 - 0.1 * 4.55 = 0.63m \geq \left( \frac{C}{2} = \frac{1.083}{2} = 0.54m \right)$$

$$\Rightarrow \text{Boundary Element Length} = 65cm$$

$$\text{Current vertical reinforcement } (A_{st}) = \frac{4.55}{0.3} * 2 * 79 = 2396.3 \text{mm}^2.$$

$$\phi Mn = 0.9 * \left[ 0.5 * A_{st} \cdot fy * L_w \left( 1 - \frac{Z}{L_w} \right) \right]$$

Where :

$$\frac{Z}{L_w} = \left[ \frac{1}{2 + \frac{0.85 * \beta_1 * fc' * L_w * h}{A_{st} \cdot fy}} \right] = \left[ \frac{1}{2 + \frac{0.85 * 0.85 * 24 * 4.55 * 0.2}{2396.3 * 400}} \right] = 0.054$$

$$\phi Mn = 0.9 \left[ 0.5 * 2396.3 * 10^{-6} * 400 * 4.55 * (1 - 0.054) \right] = 1.86 \text{MN.m}$$

$$Mu = 6102.6 - 1860 = 4242.6 \text{kN.m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu / \phi}{400(L_w - (S))} = \frac{(4242.6 / 0.9) * 10^3}{400(4.55 - 0.65)} = 3022 \text{mm}^2$$

$$(A_{st})_{total} = 3022 + 4 * 79 = 3338 \text{mm}^2$$

Use 12Φ20 with  $A_s = 3768 \text{mm}^2$

## 4.18 Design of retaining wall :-

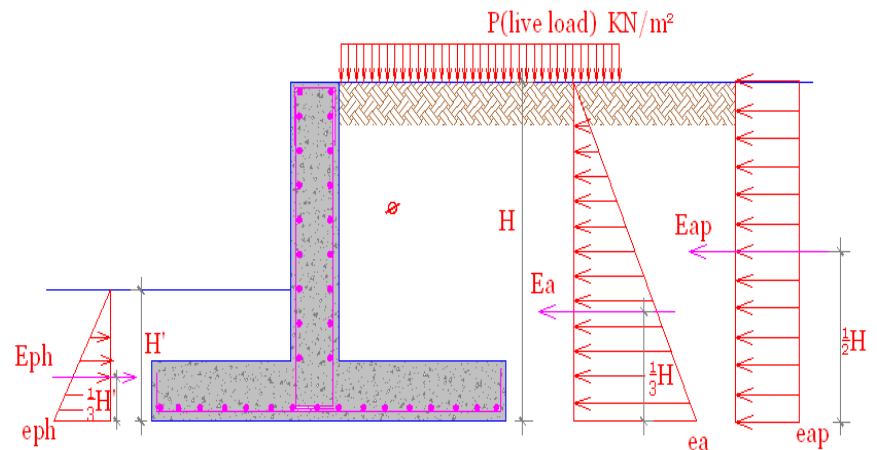
### 4.18.1 Retaining Wall Design Parameters:

$$\phi = 30^\circ$$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^2$$

$$k_a = \frac{(1 - \sin \phi)}{(1 + \sin \phi)} = \frac{1 - \sin 30^\circ}{1 + \sin 30^\circ} = 0.33$$

$$k_p = \frac{(1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)} = \frac{1 + \sin 30^\circ}{1 - \sin 30^\circ} = 3$$



$\phi$ : angle of friction

$$ea = K_a * \gamma * H \text{ KN/m}^2$$

$$Ea = ea * \frac{H}{2}$$

$$eap = K_a * p \text{ KN/m}^2$$

$$Eap = eap * H$$

$$ep = K_p * \gamma * H' \text{ KN/m}^2$$

$$Ep = ep * \frac{H'}{2}$$

### 4.18.2 Load Calculation:

$$ea = 0.33 * 18 * 2.3 = 13.7$$

$$Ea = 0.5 * 13.7 * 2.3 = 15.8 \text{ kN/m} = 15.8 \text{ kN (for one meter strip)}$$

$$eap = 0.33 * 5 = 1.65$$

$$Eap = 1.65 * 2.3 = 3.8 \text{ kN/m} = 3.8 \text{ kN (for one meter strip)}$$

$$ep = 3 * 18 * 0.5 = 27$$

$$Ep = 0.5 * 27 * 0.5 = 6.75 \text{ kN/m} = 6.75 \text{ kN (for one meter strip)}$$

### 4.18.3 Estimation of depth footing:

$$H = 0.1 h$$

$$H = 2.6$$

$$hp = 0.1 * 2.6 = 0.26 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Take } hp = 0.3 \text{ m}$$

#### 4.18.4 Estimation of thickness of wall:

##### 4.18.4.1 Internal forces calculation:

$$M = 3.8 * 1.15 + 15.8 * 0.77 = 16.6 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 1.6 * 16.6 = 26.6 \text{ KN.m}$$

$$M_n = \frac{26.6}{0.9} = 29.6 \text{ KN.m}$$

$$\rho = 0.5 \rho_{\text{max}}$$

$$\rho = 0.5 * .02 = .01$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$$

$$k_n = .01 ( 400 (1 - .5 * .01 * 19.6)) = 3.6$$

$$k_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{29.6 \times 10^6}{1000 \times d^2} = 3.6 \text{ Mpa}$$

$$d = 91 \text{ mm}$$

$$h_{\text{req}} = 91 + 75 + \frac{16}{2} = 174 \text{ mm}$$

select  $h = 25\text{cm}$

$$d = 250 - 75 - \frac{16}{2} = 167 \text{ mm}$$

##### 4.18.5 Design of wall reinforcement :

$$M_u = 26.6$$

$$M_n = \frac{26.6}{0.9} = 29.6 \text{ KN.m}$$

$$k_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{29.6 \times 10^6}{1000 \times 167^2} = 1.06 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$$

$$\rho = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.6 \times 1.06}{400}} \right) = 0.0027$$

$$A_{S_{\text{Req.}}} = \rho * b * d = 0.0027 * 100 * 16.7 = 4.5 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s_{\min}} \geq \begin{cases} \frac{1.4}{f_y (b)(d)} = \frac{1.4}{400 (100)(16.7)} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{m} \dots \dots \dots \text{control} \\ \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(400)} (100)(16.7) = 5.11 \text{ cm}^2 / \text{m} \\ A_s \text{ (for shrinkage and temperature)} = 0.0018 * 100 * 26 = 4.68 \text{ cm}^2 / \text{m} \end{cases}$$

Select  $\Phi 12 @ 20 \text{ cm}$

**4.18.6 Design against overturning:**

$$\eta = \frac{S \text{ tan ding moment}}{\text{overturning moment}} \geq 2$$

*Ms* : *S tan ding moment*

*Mo* : *overturning moment*

**\* Design overturning**

**We select the ideal shape and we design the overturning for one meter strip:**

$$e_a = 0.33 * 18 * 2.6 = 15.5$$

$$E_a = 0.5 * 15.5 * 2.6 = 20.2 \text{ Kn ( for one meter strip)}$$

$$e_{ap} = 0.33 * 5 = 1.65$$

$$E_{ap} = 1.65 * 2.6 = 4.3 \text{ kn/m} = 4.3 \text{ kn ( for one meter strip)}$$

$$e_p = 3 * 18 * 0.8 = 43.2$$

$$E_p = 43.2 * 0.8 * 0.5 = 17.3 \text{ kn/m} = 17.3 \text{ kn ( for one meter strip)}$$

$$W_w = 0.25 * 2.3 * 1 * 25 = 14.8 \text{ kn}$$

$$W_f = 0.3 * L * 1 * 25 = 7.5L$$

$$W_{e1} = 18 * 2.3 \left( \frac{2}{3} L - .25 \right) = 27.6L - 10.35$$

$$W_{e2} = 18 * 0.5 * \frac{1}{3} L = 3L$$

## Moment about point B

\*Overturning moment :

$$4.3 * 1.3 + 20.2 * 0.866 = 23 \text{ kn.m}$$

\*Standing moment:

$$M_s = ww \left( \frac{1}{3}L + 0.125 \right) + Wf(0.5L) + We1 \left( \frac{1}{3}L + 0.25 + \left( \frac{2}{3}L - 0.25 \right) * 0.5 \right) =$$

$$= 21.95L^2 + 8.45L - 2.05$$

$$\eta = \frac{\text{Standing moment}}{\text{overturning moment}} \geq 2$$

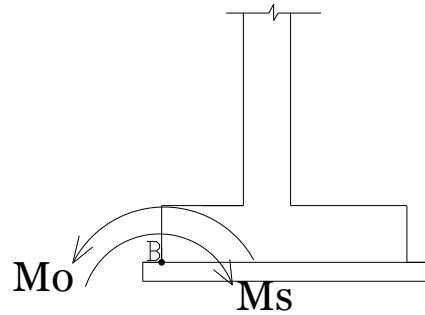
$M_s$  : Standing moment

$M_o$  : overturning moment

$$M_o = 23 \text{ Kn.m} \quad \frac{M_s}{23} = 2 \quad M_s = 46 \text{ Kn.m}$$

$$46 = 21.95L^2 + 8.45L - 2.05$$

$$L = 1.29 \text{m} \dots \dots \dots \text{Take } L = 1.3 \text{m}$$



### 4.18.7 Design against sliding :

$$\frac{\text{Reaction}}{\text{Action}} \geq 1.5$$

$$\frac{E_p + F_f}{E_a + E_{ap}} \geq 1.5$$

$$F_f = \sum v * \tan \Phi$$

$$\sum v = wf + ww + we1$$

$$\sum v = 50 \text{ Kn}$$

$$F_f = 28.9 \text{ Kn}$$

$$F_f + E_p = 28.9 + 17.3 = 46.2 \text{ Kn}$$

$$E_{ap} + E_a = 20.2 + 4.3 = 24.5 \text{ Kn}$$

$$\frac{46.2}{24.5} = 1.9 > 1.5 \dots \dots \dots \text{Safe against sliding}$$

### 4.18.8 Design of bearing pressure :

$$\sum m_o = 23 \text{ Kn.m}$$

$$m_s = 21.95L^2 + 8.45L - 2.05$$

$$= 21.95 * 1.3^2 + 8.45 * 1.3 + 2.05$$

$$= 50.13 \text{ Kn.m}$$

$$\Sigma v = 50 \text{ Kn}$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma MR - \Sigma Mo}{\Sigma v}$$

$$e = \frac{1.3}{2} - \frac{50.13 - 23}{50}$$

$$= 0.10 \text{ m}$$

$$q_{max} = \frac{\Sigma v}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_{min} = \frac{\Sigma v}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_{max} = \frac{50}{1.3} \left(1 + \frac{6 * .10}{1.3}\right)$$

$$= 56.2 \text{ Kn/m}^2$$

$$q_{min} = \frac{50}{1.3} \left(1 - \frac{6 * .10}{1.3}\right)$$

$$= 20.7 \text{ Kn/m}^2$$

$$< 400 \text{ Kn/m}^2 \quad \dots\dots\dots \text{ok}$$

#### 4.18.9 Design of footing :

$$P_u = 1.2D + 1.6 L$$

$$P_u = 1.2 (W_w + W_f) + 1.6 (W_{e1})$$

$$P_u = 1.2(14.8 + 9.75) + 1.6(25.53) = 70.3 \text{ Kn}$$

$$MR_{uc} = 20.2 * \frac{2.6}{3} * 1.6 + 4.3 * 1.3 * 1.6 - 25.53 * 0.332 * 1.6 + 14.8 * 0.092 * 1.2 = 25 \text{ kN.m}$$

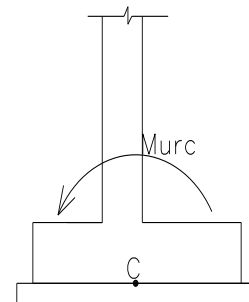
Eccentricity

$$e = \frac{M_u}{v} = \frac{25}{70.3} = 0.35 \text{ m}$$

$$q_{max} = \frac{70.3}{1.3} \left(1 + \frac{6 * .35}{1.3}\right) = 141.5 \text{ kn/m}^2$$

$$q_{min} = \frac{70.3}{1.3} \left(1 - \frac{6 * .35}{1.3}\right) = -33 \text{ kn/m}^2$$

$$< 400 \text{ Kn/m}^2 \quad \dots\dots\dots \text{ok}$$



Since  $q_{min}$  is negative value , the flextural formula is not applicable , then we use

$$q_{max} = \frac{4Q}{3l(B-2e)}$$

$$q_{max} = \frac{4 * 70.3}{3 * 1(1.3 - 2 * .35)} = 156.3$$

$$\Sigma v = 0$$

$$\frac{1}{2}(q)(d)(l) - (pu) = 0$$

$$\frac{1}{2}(156.3)(d)(1) - (70.3) = 0$$

$$d = 0.9m$$

#### 4.18.10 Design of shear:

$$d = 300 - 75 \frac{14}{2} = 218 \text{ mm} \quad \text{but } (q) \text{ at } d =$$

$$\frac{jH}{Eg} = \frac{IH}{IG}$$

$$\frac{0.215}{0.9} = \frac{IH}{156.3} \rightarrow IH = 37.3 \quad \text{but } 156.3 - 37.3 = 119 \text{ Kn/m}^2$$

$$V_u = 0.215 * 1 * 119 + \frac{1}{2} * 0.215 * 1 * 37.3 = 30 \text{ Kn}$$

$$\phi V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{f_c'} * b * d = \frac{0.75}{6} * \sqrt{24} * 1 * 0.218 * 1000 = 131.6 \text{ Kn}$$

$$\Rightarrow (\phi V_c = 131.6) > (V_u = 30) \Rightarrow \text{thickness is enough} = 30 \text{ cm.}$$

$$\text{In other dir } V_u = (0.616 - 0.218) * 1 * 2.3 * 18 = 14 \text{ Kn} \text{ it is safe for shear .}$$

#### 4.18.11 Design of bottom reinforcement at section 1-1:

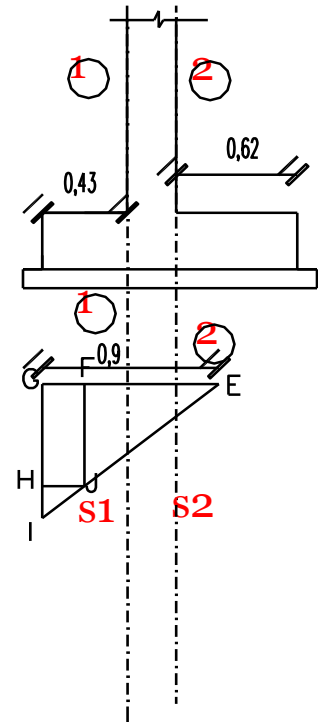
$$\frac{0.433}{0.9} = \frac{x}{156.3} \rightarrow x = 75.2 \text{ Kn/m}^2 \quad \text{but } q_{S1} = 156.3 - 75.2 = 81.1 \text{ Kn/m}^2$$

$$M_{us1} = \left( 81.1 * 0.433 * 1 * \frac{0.433}{2} \right) + \left( \frac{1}{2} * 0.433 * 75.2 * 1 * \frac{2}{3} * 0.433 \right) = 12.3 \text{ Kn.m}$$

$$h = 30 \text{ cm} \quad d = 0.218 \text{ m}$$

$$M_n = \frac{12.3}{0.9} = 13.6 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$$



$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{13.6 \times 10^6}{1000 \times 218^2} = .286 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.6 \times 0.286}{400}} \right) = 0.00072$$

$$A_{s_{Req.}} = \rho * b * d = 0.00072 * 100 * 21.8 = 1.57 \text{ cm}^2 / m$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)} (b)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)} (100)(24) = 7.34$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(400)} (100)(24) = 8.4$$

$$1.3 * 1.57 = 2 \text{ cm}^2/m$$

$$AS \text{ (for shrinkage and temperature)} = (0.0018) (100) (30) = 5.4 \text{ cm}^2/m$$

Select  $\Phi 12 @ 20 \text{ cm}$

#### 4.18.12 Design of top reinforcement at section 2-2:

$$Mus2 = \frac{0.616}{2} * 0.616 * 1 * 2.3 * 18 = 7.85 \text{ Kn.m}$$

From previous section (1-1), the value of moment will be greater than moment in these section  
so

Select  $\Phi 12 @ 20 \text{ cm}$

#### 4.18.13 Development length of main reinforcement:

$$(L_d)_{required} = 0.9 \times \frac{\psi_t \times \psi_e \times \psi_s}{\lambda \times \sqrt{fc'}} \times \frac{fy}{\left( \frac{ktr + C_b}{d_{bar}} \right)} \times db$$

$ktr = 0.0$  for footings (no stirrups).

$$C_b = \text{cover} + d_b = 75 + 12 = 87 \text{ mm}$$

$$\left( \frac{ktr + C_b}{d_{bar}} \right) \leq 2.5$$

$$\left( \frac{0 + 87}{12} \right) = 7.25 > 2.5 \Rightarrow \text{use } \left( \frac{ktr + C_b}{d_{bar}} \right) = 2.5$$

$$\Rightarrow (L_d)_{required} = 0.9 \times \frac{1.0 \times 1.0 \times 0.8}{1.0 \times \sqrt{24}} \times \frac{400}{2.5} \times 12 = 282.2mm$$

$$(L_d)_{available} = 433 - 75 = 358mm$$

$$(L_d)_{available} = 358 > (L_d)_{required} = 282.2mm.$$

$\Rightarrow$  So No standard hook is requar

## الفصل الخامس

# 5

## النتائج والتوصيات

---

(١-٥) المقدمة.

(٢-٥) النتائج .

(٣-٥) التوصيات.

## 1.5 المقدمة:

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية للمشروع وتم توزيع العناصر الإنشائية خلاله وعمل عينات تصميمية لهذه العناصر. وتم اعداد المخططات الإنشائية لهذه العينات بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء، ويقدم هذا التقرير شرحاً لجميع خطوات التصميم المعمارية والإنشائية للمبنى.

## 2.5 النتائج:

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.
2. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى، ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.
4. لقد تم استخدام نظام عقدات (One-Way Ribbed Slab) في جميع العقدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ. كما تم استخدام نظام عقدات (Two-Way Ribbed Slab) في اجزاء معينة من الطوابق، كما تم استخدام نظام العقدات المصمتة (Solid Slab) لبيوت الدرج والمصاعد وفي الساحة الموجودة أسفل القبة، نظراً لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.
6. برامج الحاسوب المستخدمة :

هناك عدة برامج حاسوب تم استخدامها في هذا المشروع وهي:

- (a) AUTOCAD2007 : وذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
- (b) STAAD PRO : وذلك لإجراء التحاليل الإنشائية لبعض العناصر الإنشائية.
- (c) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
- (d) SAFE 12.3: وذلك لتحليل وتصميم بعض العقدات والأساسات للمشروع.
- (e) ETABS: وذلك لتحليل وتصميم جدران القص للمبنى وإيجاد احمال اساسات جدران القص.
- (f) (Office2007) : تم استخدامه في معظم مراحل المشروع لكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع.

7. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.

8. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية

مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

### 3.5 التوصيات:

لقد كان لهذه المشروع دور كبير في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة عمل المهندس الإنشائي ، حيث

نود هنا من خلال هذه التجربة . أن نقدم مجموعة من التوصيات، نأمل بأن تعود بالفائدة والنصح لمن يخطط

لاختيار مشاريع ذات طابع إنشائي.

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم إختيار مواد البناء مع

تحديد النظام الإنشائي للمبنى، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة بالتوافق والتنسيق التام مع

الفريق الهندسي المعماري. ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أنسب عدد ممكن من

الجدران الخرسانية المسلحة، بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في كافة أنحاء المبنى؛ ليتم

استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.

## الفصل السادس

# 6

---

١-٦ المصادر والمراجع .

1. American Concrete Institute (A.C.I.) , **Building Code**

**Requirement for structural concrete** (ACI - 318M – 02).

2. Uniform Building Code (UBC-97).

٣. مجلس البناء الوطني الأردني، كود البناء الوطني الأردني، كودة الأحمال

والقوى ، عمان ،الأردن، ١٩٩٠م.

٤.

٥. شاهر أبو ميزر – قصي البدارين- محمد الزويب ، " التصميم الإنشائي لمبنى مكتبة

جامعة بوليتكنك فلسطين" ، مشروع تخرج استكمالاً لمتطلبات درجة البكالوريوس ،

جامعة بوليتكنك فلسطين ، الخليل ، فلسطين ، ٢٠٠٩م.

6.Braja M. Das, Introduction to geotechnical  
engineering,thomson,2008.

7. John A. Barker, Reinforced concrete Detailing-oxford  
university press – London – 1967.

## Chapter 4 Structural Analysis And Design

<b>4.1 Introduction</b> .....	<b>31</b>
<b>4.2 Determination of Thickness of Ribbed Slab</b> .....	<b>32</b>
4.2.1 Determination of Thickness for One Way Rib Slab .....	32
4.2.2 Determination of Thickness for Two Way Rib Slab.....	33
<b>4.3 Design of Topping</b> .....	<b>34</b>
<b>4.4 Design of ribs</b> .....	<b>35</b>
4.4.1 Load Calculations .....	35
4.4.2 Flexural Design of (Rib 1) .....	36
4.4.2 .1Flexural design of Positive Moment for (Rib 1-span 1) .....	36
4.4.2 .2Flexural Design of negative Moment for (Rib 1 –span 1):.....	38
4.4.2 .3Flexural design of Positive Moment for (Rib 1-span 2).....	38
4.4.2 .4Flexural design of negative Moment for (Rib 1-span 2):.....	40
4.4.2 .5Flexural design of Positive Moment for (Rib 1-span 3):.....	41
4.4.3 Design of Shear for (Rib 1): .....	42
<b>4.5 Design of Beam (B 07):-</b> .....	<b>43</b>
4.5.1 flexural Design for Beam (B 07) .....	44
4.5.1.1 flexural Design of Positive Moment (B 07 - span 1): .....	44
4.5.1.2 Flexural Design of Negative Moment (B07 – span1): .....	45
4.5.1.3 Flexural Design of Positive Moment (B 07 – span 2): .....	46
4.5.1.4 Flexural Design of Negative Moment (B 07 – Field 2):.....	47
4.5.1.5 Flexural Design of positive Moment (B 07 – span 3): .....	48
4.5.1.6 Flexural Design of negative Moment (B 07 – Field 3):.....	49
4.5.1.7 lexural Design of doubly part of beam (B 07 – span 4): .....	50
4.5.2.1 Field 1 .....	51
4.5.2.2 Design of Shear for Beam (B 07 - Field 2):.....	52
4.5.2.3 Design of Shear for Beam (B 07 - span 3): .....	53
4.5.2.4 Design of Shear for Beam (B 07 - span 4): .....	53
<b>4.6 Design of Two Way Ribbed Slab</b> .....	<b>55</b>

4.6.1 Determination of Loads: .....	55
4.6.2 Design of Topping for Two-Way Ribbed Slab: .....	56
4.6.3 Determination of $b_E$ in X and Y-direction:.....	56
4.6.4 flexural Design for two way ribbed slab (R 17):.....	56
4.6.4.1 Flexural Design of positive Moment:.....	56
4.6.4.1.1 Design of +ve moment in Y direction.....	57
4.6.4.1.2 Design of +ve moment in X direction.....	58
4.6.4.2 Flexural Design of negative Moment:.....	59
4.6.4.2.1 Design of -ve moment in Y direction.....	59
4.6.4.2.2 Design of -ve moment in X direction :.....	60
4.6.5 Shear design of two way rib slab.....	60
4.6.5.1 Shear in X direction: .....	61
4.6.5.2 Shear in Y direction: .....	61
<b>4.7 Design of One-way solid slab (stair slab):.....</b>	<b>62</b>
4.7.1 Check if its one way.....	62
4.7.2 Determination of thickness and load calculation:.....	62
4.7.3 Load Calculation.....	62
4.7.4 Design for positive moment.....	62
4.7.6 Development length of the bars .....	63
4.7.5 Shrinkage & Temperature Reinforcement in top layer.....	63
<b>4.8 Design of Flat Plate : .....</b>	<b>65</b>
4.8.1 Determination of thickness.....	65
4.8.2 Dead load calculation.....	65
4.8.3 By Using SAFE Program to analyses and design of this flat plate.....	66
4.8.4 Deflection In the Slab:.....	67
4.8.5 According to ACI, Table 9.5(b) .....	67
4.8.6 Reinforcement results:.....	68

4.8.6.1 Bottom Reinforcement in X direction:.....	68
4.8.6.2 Bottom reinforcement in Y direction:.....	69
4.8.6.3 Top reinforcement in x direction:.....	70
4.8.6.4 Top reinforcement in Y direction:.....	71
4.8.6.5 <u>Detailing Of Flat Plate:</u> .....	71
4.8.7 <u>Design of punching shear:</u> .....	72
<b>4.9 Design Of Spherical Shell Dom:.....</b>	<b>74</b>
4.9.1 Load Calculation:.....	74
4.9.1.1 Snow load.....	74
4.9.1.2 Self weight of Dom .....	74
4.9.1.3 weight of Finishing materials of Dom .....	74
4.9.2 Analyses of internal forces:.....	74
4.9.3 Hoop Tension reinforcement .....	78
4.9.4 Meridian Reinforcement:.....	78
<b>4.10 Design of ring beam :.....</b>	<b>79</b>
<b>4.11 Design of circular spiral Short Column(C15) in Basement.....</b>	<b>80</b>
4.11.1 Design of longitudinal Reinforcement .....	80
4.11.2 Check Slenderness Effect.....	80
4.11.3 Check Distances between bars .....	81
4.11.4 Spiral reinforcement .....	81
<b>4.12 Design of Rectangular tied Long Column (C126 in the Ground floor) .....</b>	<b>82</b>
4.12.1 Design of Longitudinal Reinforcement.....	82
4.12.2 Check Slenderness Effect.....	82
4.12.3 Design of the Tie Reinforcement.....	84
<b>4.13 Design of Isolated Footing (F8) .....</b>	<b>85</b>
4.13.1 Load Calculation :.....	85
4.13.2 Determination of Footing Area .....	85
4.13.3 Determine thickness of footing based on shear strength...85	
4.13.4 Design for Bending Moment.....	86
4.13.5 Check development length for the footing reinforcement.87	
4.13.6 Check transfer of load at the base of column:... .....	88

<b>4.14 Design Of Wall Footing:</b> .....	<b>90</b>
4.14.1 Load Calculation.....	90
4.14.2 Determine the Footing dimensions .....	<b>90</b>
4.14.3 Bearing pressure:.....	90
4.14.4 Design of shear .....	90
4.14.5 Flexural design.....	91
4.14.6 Development length of main reinforcement:.....	92
4.14.7 Design of Secondary Bottom Reinforcement.....	93
<b>4.15 Design of Stairs .....</b>	<b>94</b>
4.15.1 Determination of Stair Thickness.....	94
4.15.2 Load Calculations .....	94
4.15.3 Design for Shear.....	95
4.15.4 Design of Bending Moment.....	96
4.15.5 Development length of the bars:.....	97
4.15.6 Secondary reinforcement:.....	97
<b>4.16 Design of Basement wall:.....</b>	<b>99</b>
4.16.1 Load Calculation.....	99
4.16.2 Design for Shear:.....	<b>99</b>
4.16.3 Flexural Design.....	100
4.16.4 Design of Horizontal Reinforcement.....	101
<b>4.17 Design of Shear wall.....</b>	<b>102</b>
4.17.1 Calculation of loads.....	102
4.17.2 Calculation of shear force on "shear walls.....	102
4.17.3 Shear Wall Design Parameters:.....	105
4.17.4 Design of the Horizontal Reinforcement:.....	105
4.17.5 Design of the Vertical reinforcement:.....	107
4.17.6 Design of Boundary Element:.....	107
<b>4.18 Design of retaining wall :-.....</b>	<b>109</b>
4.18.1 Retaining Wall Design Parameters:.....	109
4.18.2 Load Calculation: .....	109
4.18.3 Estimation of depth footing: .....	109

<b>4.18.4 Estimation of thickness of wall:</b> .....	<b>110</b>
<b>4.18.4.1 Internal forces calculation:</b> .....	<b>110</b>
<b>4.18.5 Design of wall reinforcement</b> .....	<b>110</b>
<b>4.18.6 Design against overturning:</b> .....	<b>111</b>
<b>4.18.7 Design against sliding :</b> .....	<b>112</b>
<b>4.18.8 Design of bearing pressure</b> .....	<b>112</b>
<b>4.18.9 Design of footing :</b> .....	<b>113</b>
<b>4.18.10 Design of shear</b> .....	<b>114</b>
<b>4.18.11 Design of bottom reinforcement at section 1-1.....</b>	<b>114.</b>
<b>4.18.12 Design of top reinforcement at section 2-2.....</b>	<b>115</b>
<b>4.18.13 Development length of main reinforcement:</b> .....	<b>115</b>

## فهرس الأشكال والرسومات

رقم الصفحة

اسم الشكل

٧	الشكل ( ٢ - ١): موقع الارض .
٩	الشكل (٢ - ٢): طابق التسوية.
١٠	الشكل ( ٢ - ٣): الطابق الارضي .
١١	الشكل (٢ - ٤): الطابق الاول والثانيو الثالث والرابع .
١١	الشكل ( ٢ - ٥): الرووف.
١٢	الشكل ( ٢ - ٦): الواجهة الرئيسية.
١٣	الشكل (٢ - ٧): الواجهة الغربية .
١٤	الشكل ( ٢ - ٨): الواجهتين الشمالية والجنوبية
٢١	الشكل (١-٣): بعض العناصر الإنشائية المكونة للمباني
٢٣	الشكل (٢-٣): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد
٢٣	الشكل ( ٣ - ٣): عقدات العصب ذات الاتجاهين.
٢٤	الشكل ( ٣ - ٤): Flat slab sample.
٢٥	الشكل ( ٣ - ٥): أنواع القبة القشرية
٢٦	الشكل ( ٣ - ٦): الجسور المسحورة
٢٦	الشكل (٣ - ٧): الاعمدة
٢٧	الشكل ( ٣ - ٨): جدران القص
٢٩	الشكل ( ٣ - ٩): شكل أحد انواع الاساس.
٢٩	الشكل ( ٣ - ١٠): تسليح الادراج
٢٩	الشكل (٣-١١): الجدران الاستنادية

## List of Figures

**Description**

**Page. No**

<b>Figur Number</b>	<b>Title</b>	<b>Page</b>
(4-1)	two way rib slab	33
(4-2)	geometry of rib (1).	35
(4-3)	Moment diagram of rib (1)	36
(4-4)	Shear diagram of rib (1)	42
(4-5)	Geometry of beam (B07)	43
(4-6)	Moment diagram of beam (07)	43
(4-7)	Shear diagram of beam (07)	51
(4-8)	detailing of beam (B07)	54
(4-9)	two way ribbed slab	55
(4-10)	one way solid slab	62
(4-11)	detailing of solid slab	64
(4-12)	geometry of flat plat	66
(4-13)	dead load of flat plat	66
(4-14)	live load of flat plat	66
(4-15)	line load of flat plat	66
(4-16)	deflection of flat plat	67
(4-17)	Bottom Reinforcement in X direction	68
(4-18)	Bottom reinforcement in Y direction	69
(4-19)	Top reinforcement in x direction	70
(4-20)	Top reinforcement in Y direction	71
(4-21)	punching shear results from safe pro.	72
(4-22)	punching shear Reinforcement according to ACI	73
(4-23)	geometry of the dom	74
(4-24)	internal forces in the dom	74
(4-25)	dead load o the dom	75
(4-26)	live load of the dom	76
(4-27)	internal forces results in the dom	77
(4-28)	3D view of Loads on ring beam	79
(4-29)	3D view of shear diagram of ring beam	79
(4-30)	3D view of reactions of ring beam	79
(4-31)	3D view of moment diagram of ring beam	81
(4-32)	Column model	82
(4-33)	Column detailing	84

(4-34)	Column footing no.(14)	89
(4-35)	wall footing detailing	93
(4-36)	design of stairs	94
(4-37)	shear diagram of the stair	95
(4-38)	moment diagram of the stair	96
(4-39)	Detailing of reinforcement of the stair	98
(4-40)	geometry and loads of basement wall	99
(4-41)	shear diagram of basement wall	100
(4-42)	moment diagram of basement wall	100
(4-43)	Detailing of basement wall	101

### **List of Tables**

table Number	Title	Page
(4-1)	load calculation of topping	33
(4-2)	dead load of ribs	35
(4-3)	Calculation of the total dead load for two way rib slab.	36
(4-4)	dead load calculation of flat plat	42
(4-5)	dead load calculation of stair	43
(4-6)	dead load calculation of landing	43
(4-7)	calculation of total Fx	51
(4-8)	Fx ,Mu and Vu diagram for shear walls	54

## List of Abbreviations

- $A_s$  = area of non-prestressed tension reinforcement.
- $A_v$  = area of shear reinforcement within a distance (S).
- $A_t$  = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- $b$  = width of compression face of member.
- $b_w$  = web width, or diameter of circular section.
- DL = dead loads.
- LL = live loads.
- $d$  = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- $E_c$  = modulus of elasticity of concrete.
- $F_y$  = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- $h$  = overall thickness of member.
- $I$  = moment of inertia of section resisting externally applied factored loads.
- $L_n$  = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- $M$  = bending moment.

- $M_u$  = factored moment at section.
- $M_n$  = nominal moment.
- $S$  = Spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- $V_c$  = nominal shear strength provided by concrete.
- $V_n$  = nominal shear stress.
- $V_s$  = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- $V_u$  = factored shear force at section.
- $W$  = width of beam or rib.
- $\Phi$  = strength reduction factor.
- $\rho$  = ratio between area of concrete to area of steel .