جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

"التصميم الإنشائي لمجمع تجاري في مدينة الخليل"

فريق العمل:

أسامة الجنازرة **محمد ابوشخيدم**

إشراف:

د. ماهر عمرو

الخليل- فلسطين

٢٠٠٦

الشكر والتقدير

نتقدم بالشكر الجزيل والعميق لكل من:

****

بيتنا الثاني جامعة بوليتيكنك فلسطين الموقرة، ونخص بالذكر كلية الهندسة والتكنولوجيا، ممثلة بدائرة الهندسة المدنية والمعمارية بكافة طاقمها العامل على تخريج أجيال الغد.

****

جميع الأساتذة بالجامعة ونخص بالذكر الدكتور ماهر عمرو والذي بذل كل جهد مستطاع لانجاز هذا العمل بالشكل اللائق.

****

ولمكتبة الجامعة والقائمين عليها لتعاونهم الكامل ومساعدتهم.

****

ولكل من قدم يد المساعدة.

فريق العمل:

أسامة الجنازرة و محمد ابوشخيدم

الإهداء

إلى الذين ساروا مع الفجر ليخطوا لنا طريق العودة.....الشهداء

إلى الأسود الرابضة خلف القضبان.....الأسرى

إلى نبع الحنان والمحبة.....امي الغالية

الى رمز البذل والعطاء.....ابي الحبيب

الى من هم عنوان سعادتي.....اخوتي

الى اجمل هدية من السماء.....اصدقائي

الى الشموع التي تحترق لتنير لنا الطريق.....اساتذتي

الى كل من يحبوننا ونحبهم

الى كل هؤلاء نهدي هذا العمل البسيط

فريق العمل:

اسامة الجنازرة و محمد ابوشخيدم

الفهرس

صفحة العنوان الرئيسية.....i
عنوان المشروع.....ii
الإهداء.....iii
الشكر والتقدير.....iv
ملخص المشروع.....v
الفهرس.....vii
فهرس الجداول.....xi
فهرس الأشكال.....xii
فهرس الصور.....xiv

الفصل الأول: المقدمة.....١
١-١ تمهيد.....٢
1-2 مشكلة المشروع ٣
1-3 الهدف من المشروع ٣
1-4 خطوات المشروع.....٣
1-5محتويات المشروع.....٣

الفصل الثاني: الوصف المعماري للمشروع.....٥

2-1 تمهيد.....٦
2-2 وصف موقع المشروع.....٦
2-3 وصف الطوابق.....٨
2-3-1 طابق التسوية.....٨
2-3-2 الطابق الأرضي.....٨
2-3-3 الطابق الأول.....٨
2-3-4 الطابق الثاني.....٨
2-3-5 الطابق الثالث.....٩
2-4 وصف الواجهات.....٩
2-5 وصف الحركة في المبنى.....١٠

الفصل الثالث: وصف العناصر الإنشائية.....١٢
3-1 المقدمة.....١٤
3-2 هدف التصميم الإنشائي ١٤
3-3 الاختبارات العملية.....١٤

3-4 الأحمال.....١٥
3-4-1 الأحمال الميتة ١٥
3-4-2الأحمال الحية ١٦
3-4-3الأحمال البيئية.....١٦
3-4-3-1 أحمال الرياح.....١٦
3-4-3-2 أحمال الثلوج ١٧
3-4-3-3 أحمال الزلازل.....١٨
3-5 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى.....١٩
3-5-1 العقدات ١٩
3-5-2 الجسور ٢٠
3-5-3 الأعمدة.....٢٠
3-5-4 جدران القص.....٢١
3-5-5 الأدراج ٢١
3-5-6 الأسلست ٢٢
٣-٥-٧ الجدران الإستنادية.....٢٣
٣-٦ برامج الحاسوب المستخدمة.....٢٣

Chapter Four: Structural Design……...……..2٤
4-1 Introduction…….27
4-2 Selection of materials……..……..27
4-3 Structural Key Plans…….…….27
4-4 Design of Rib 12……..……....27
4-4-1 determination of Dead load…….…….27
4-4-2 Design of topping Slab…….…….28
4-4-3 Design of Rib…….……...29
4-4-3-1 Design for positive Moment…….…….29
4-4-3-2 Design for Negative Moment……30
4-4-3-3 Design for Shear…….32
4-5 Design of Beam 60…….31
4-5-1 Design for Positive Moment……32
4-5-2 Design for Negative Moment……..……35

4-5-3 Design for shear……..……..……..37

4-6 Interior column(C-11) at the basement floor……..……..……..……38

4-6-1 **Design of the longitudinal reinforcement**……..……..……..……38

4-6-2 **Design of the tie reinforcement**……..……..38

4-7 Design of footing (F7)……..……..39

4-7-1 Determination of the Area……..39

4-7-2 Determination of depth…….. 39

4-7-3 Design for Dowels……..41

4-7-4 Design for Bending Moment……..……..41

4-7-5 Development Length (L_d)……..……..42

4-8 Design of Stairs……..43

4-8-1 Design step stairs……..……43

4-8-2 Design of Stair Roof……..……..……..45

4-8-2-1 Positive Moment……..……..……45

4-8-2-2 Determine As……..……45

4-8-2-3 Check shear requirement……46

4.9 Design of strip footing……..46

4-9-1 Design footing width……..……..46

4-9-2 Design of reinforcement……..……47

4-9-3 Design of longitudinal bars……..48

4-10 Retaining walls (W1)……..……48

4-11 Design of shear wall……..……..……49

4-11-1 Design of Horizontal Shear ……..……..……50

4-11-2 Design of vertical Shear……..……..……51

4-11-3 Design of moment……..……..51

الفصل الخامس:ألاستنتاجات و التوصيات.....03

٥-١ الاستنتاجات.....٥٤

٥-٢ التوصيات.....٥٥

References……..……..……..……..…57

الفصل الأول

المقدمة

1-1 تمهيد

1-2 مشكلة المشروع

1-3 الهدف من المشروع

1-4 خطوات المشروع

1-5 محتويات المشروع

الفصل الأول

المقدمة

1-1 تمهيد:

المشروع عبارة عن مجمع تجاري تم تصميمه معماريا من قبل مهندسو بلدية الخليل، ويقع المجمع بالقرب من مفرق المدارس، على ارض مساحتها تقريبا 2000 م٢، ويحتوي على محال تجارية ومكاتب توفر خدمات للمواطنين.

صورة (1-1) المجمع التجاري المقترح.

1-2 مشكلة المشروع:

تتلخص مشكلة المشروع في إعداد تصميم إنشائي متكامل لمركز تجاري يشمل تصميم كافة العناصر الإنشائية من أساسات وجدران و أعمدة و عقدات و إعداد مخططات تنفيذية تمكن من تنفيذ المشروع على ارض الواقع.

1-3 الهدف من المشروع:

الهدف هو التصميم الإنشائي الكامل لمجمع تجاري بحيث يشمل أختيار وتحديد و تحليل كافة العناصر الإنشائية الحاملة وتصميمها وتجهيز كافة المخططات التنفيذية.

1-4 خطوات المشروع:

1. دراسة المخططات المعمارية وتعديلها.
2. تحديد واختيار العناصر الإنشائية للمبنى وتحديد النظام الإنشائي للمبنى.
3. تحديد الأحمال التي تؤثر على العناصر الإنشائية المختلفة باستخدام الكودات.
4. التصميم الإنشائي لهذه العناصر.
5. عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية بشكل كامل.

1-5 محتويات المشروع:

يتكون المشروع من خمسة فصول وهي:

* الفصل الأول:ويشمل المقدمة
* الفصل الثاني:ويشمل الوصف المعماري للمشروع.
* الفصل الثالث:ويشمل الدراسة الإنشائية للمشروع.
* الفصل الرابع:تحليل وتصميم العناصر الإنشائية.
* الفصل الخامس:النتائج والتوصيات.

شكل يبين مراحل أنجاز المشروع

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

2-1 تمهيد

2-2 وصف موقع المشروع

2-3 وصف الطوابق

2-3-1 طابق التسوية

2-3-2 الطابق الأرضي

2-3-3 الطابق الأول

2-3-4 الطابق الثاني

2-3-5 الطابق الثالث

2-4 وصف الواجهات

2-5 وصف الحركة في المبنى

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

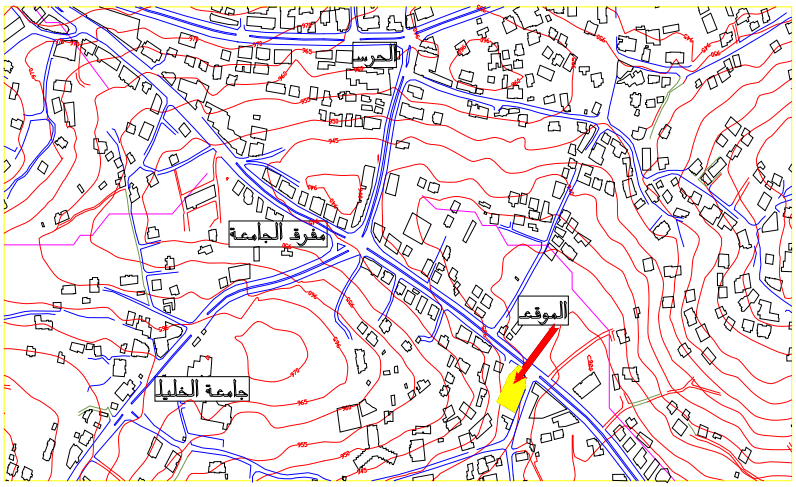
2-1 تمهيد:

مجمع الملك خالد المقترح تنفيذه، هو عبارة عن مركز تجاري مكون من عشرة طبقات، ويأتي في منطقة مثلث المدارس الواقعة في شارع السلام التجاري.

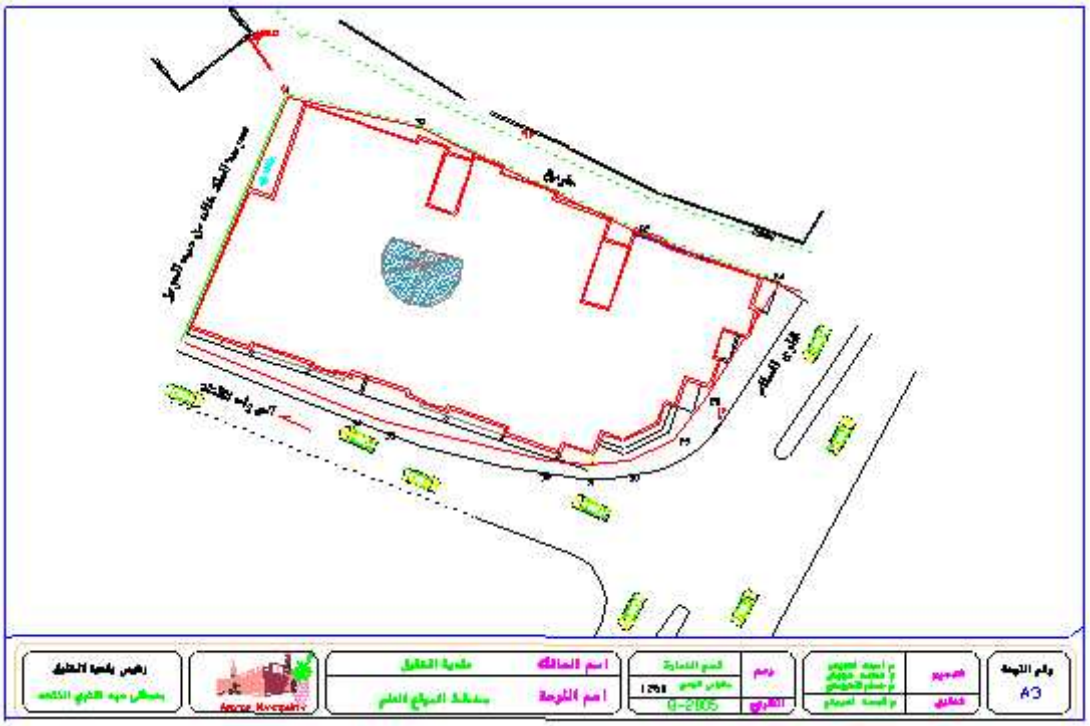
2-2 وصف موقع المشروع:

تقع قطعة الأرض المراد إنشاء المجمع على شارع السلام الرئيسي في مدينة الخليل، وتحاط بطريق فرعية وطريق تؤدي إلى واد ألقناه، وتبلغ مساحتها 2000 متر مربع وتقع في الحوض رقم 34403 وقطعة رقم 209.

والشكلين (1-2)،(2-2) يوضحان ذلك.



الشكل (2-1)



الشكل (2-2)

2-3 وصف الطوابق:

يتكون المجمع من عشرة طوابق وهي:

2-3-1 طابق التسوية:

يتكون من كراج للسيارات، وخمسة مخازن للمحلات في الطابق الأرضي في الجهة الشرقية الجنوبية على منسوب 2.76-، وتبلغ مساحته ١٦٧٠.٧٥ متر مربع.

2-3-2 الطابق الأرضي:

مكون من محال تجارية متنوعة، ويقع على منسوب ٠٠.٠،وتفتح أبوابها من الجهة الشرقية الجنوبية على شارع السلام، والجنوبية الغربية على الشارع المؤدي إلى واد ألقناه، وتبلغ مساحته ١٦٧٠.٦٥م٢، ويحتوي على فتحة سماوية مساحتها 68 م٢.

2-3-3 الطابق الأول:

مكون من محال تجارية ومكاتب ويقع على منسوب 5.05+، ومساحته ١٦٧٠.١٧ م٢، وقد روعي في تصميمه اتساع الممرات مما يسهل الوصول إلى أي محل ويمنع وجود الازدحام ويتكرر ذلك في باقي الطوابق.

2-3-4 الطابق الثاني:

مكون من محال تجارية ويقع على منسوب8.49+، ومساحته ١٦٤٨.١٩ م٢، وقد أضيف إلية مدخل جديد للمجمع في الجهة الشمالية الغربية، إذ يبدأ بدرج على منسوب 6.78+ م٢، حتى يصل إلى منسوب الطابق الثاني.

2-3-5 الطابق الثالث:

مكون من مكاتب حتى الطابق الثامن، ويقع على منسوب 11.93+، ومساحته ١٦٥١.٠١ م٢. وباقي الطوابق في المبنى متكررة عن الطابق الثالث بنفس الوظيفة والفراغات حتى الطابق الثامن.

2-4 وصف الواجهات:

يظهر من خلال التصميم المعماري للمجمع، استخدام الكتل النافرة التي تعطي مظهر معماري جميل، ووجود التماثل بين شقي الواجهة ، واستخدام الكتل الزجاجية وخصوصا كما نلاحظ في زاوية المدخل، وقد تم استخدام نوعين من الحجارة، وهما حجر المطبة و حجر الملطش.

صورة (1-2) يظهر فيها استخدام الكتل النافرة.

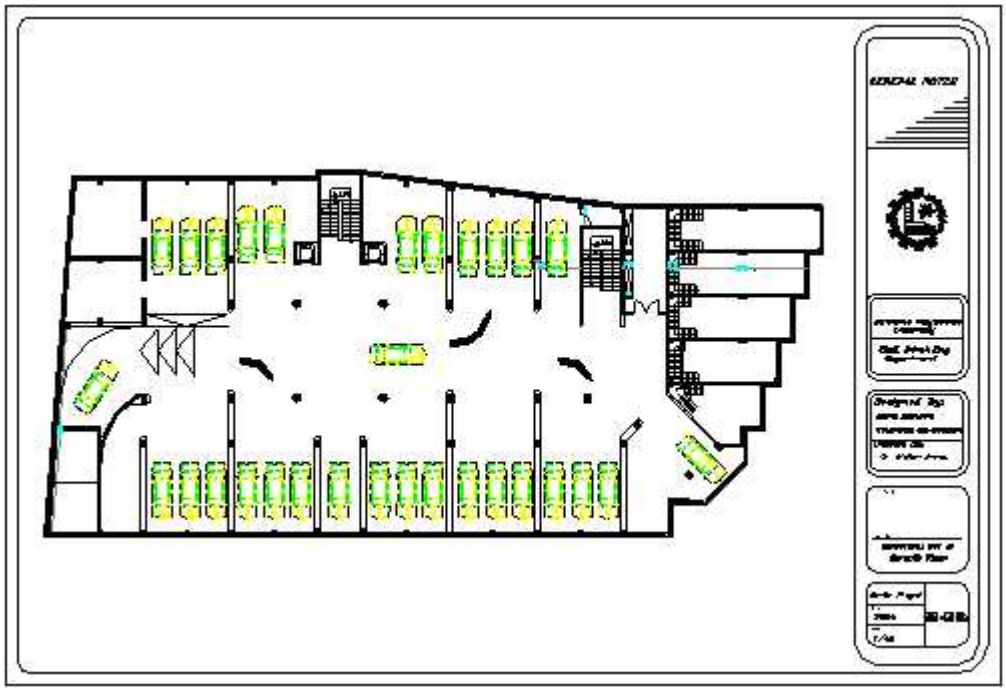
صورة (2-2) ويظهر فيه استخدام الكتل الزجاجية للمدخل الرئيسي.

2-5 وصف الحركة في المبنى:

أ- الحركة من خارج الى داخل المجمع: وتتم عن طريق ثلاث مداخل، اثنان منها في الطابق الأرضي و الاخر في الطابق الثاني.

ب- الحركة داخل المجمع: الحركة افقية تتم من خلال ممر رئيسي تتوزع الحوانيت على جانبيه، وحركة عمودية وهي حركة الزبائن عبر الطوابق المتعددة من خلال ادراج ومصاعد.

ت- الحركة داخل الكراج: تتم عن طريق مدخل طابق التسوية، والشكل (٣-٢) يبين الحركة داخل الكراج.



الشكل (3-2) تظهر الحركة داخل الكراج.

الفصل الثالث

وصف العناصر الإنشائية

- **3-1المقدمة**
- **3-2 هدف التصميم**
- **3-3 الاختبارات العملية**
- **3-4 الأحمال**

3-4-1 الأحمال الميتة.

3-4-2 الأحمال الحية.

3-4-3 الأحمال البيئية.

3-4-3-1 أحمال الرياح.

3-4-3-2 أحمال الثلوج.

3-4-3-3 أحمل الزلازل.

3-5العناصر الإنشائية المكونة للمبنى

3-5-1 العقدات.

3-5-2 الجسور.

3-5-3 الأعمدة.

3-5-4 جدران القص.

3-5-5 الأدراج.

3-5-6 الأساسات.

3-6 برامج الحاسوب المستخدمة

الفصل الثالث

وصف العناصر الإنشائية

3-1 المقدمة:

بعد إتمام عملية دراسة المخططات المعمارية وتعديلها في الفصل الثاني لهذا المشروع ننتقل إلى مرحلة جديدة يتم فيها عملية التصميم الإنشائي، من أجل الوصول للهدف المطلوب وهو العمل على أيجاد التصميم الملائم لكافة العناصر الإنشائية.

تحتوي هذه الدراسة على وصف للعناصر الإنشائية المختلفة ، وتوضح أسس التصميم الإنشائي التي يتم الاعتماد عليها من حيث تحديد الأحمال والكودات المختلفة .

٣-٢ هدف التصميم الإنشائي :

الهدف من عملية التصميم الإنشائي هو تحديد ابعاد العناصر الإنشائية المختلفة بشكل آمن واقتصادي، وهذه العناصر تكون قادرة عى تحمل الأوزان والأحمال الأخرى والإجهادات الناتجة عنها.

3-3 الاختبارات العملية:

التصميم الإنشائي للأساسات يعتمد على مقدار قوة تحمل التربة، لذلك تم عمل استكشاف للموقع ومن طبيعة التربة والصخور تقرر اعتماد قيمة لقوة تحمل التربة بناءا على الفحوصات التي أجراها مركز البناء وتم اعتبارها ($4.5\ Kg/cm^2$).

3-4 الأحمال:

العناصر الأنشائية في أي مبنى تتعرض لأنواع مختلفة من الأحمال ، ويتم التصميم على أساس مقاومة هذه الأحمال.

3-4-1 الأحمال الميتة:

وهي الأحمال التي تكون ثابتة من حيث المقدار والموقع ولا تتغير خلال عمر المبنى، وهذه الأحمال تتمثل في وزن العناصر الإنشائية وعناصر التشطيب، وعملية معرفة وحساب هذه الأحمال تتم من خلال أختيار أبعاد وتحديد كثافات المواد النوعية للمواد المستخدمة في البناء، والجدول رقم (1-3) يوضح الكثافات النوعية لكل المواد المستخدمة.

جدول رقم (1-3) يبين الكثافة النوعية لمواد البناء المستخدمة

NO.	Material	Density or Specific Gravity (KN/m^3)
1	Tiles	22
2	Sand	14
3	Reinforced concrete	25
4	Block	9
5	Plaster	22
6	Partition	$1(KN/m^2)$

3-4-2 الأحمال الحية:

وهي عبارة عن أحمال متغيرة في المقدار والموقع وتشمل هذه الأحمال أحمال الإستخدام الناتجة عن: الأشخاص، الأثاث، الأجهزة والمعدات والتخزين ، والجدول (2-3) يوضح قيم الأحمال الواقعة على كل عنصر في المبنى اعتمادا على كود الأحمال الأردني.

جدول رقم (2-3) يبين قيمة الأحمال الحية

الإستخدام للمنشأ	مقدار الأحمال الحية
مباني تجارية	400 Kg/m²
مكاتب	250 Kg/m²
الأدراج	500 Kg/m²

3-4-3 الأحمال البيئية:

وتشمل أحمال الثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة، وهذه الأحمال تعتبر متغيرة من ناحية المقدار والاتجاه وتشبه بشكل كبير الأحمال الحية والتي يكون مقدارها متغير.

3-4-3-1 أحمال الرياح:

تحديد أحمال الرياح يتم إعتمادا على سرعة الرياح القصوى وعلى ارتفاع المبنى فوق الأرض وعلى شكل المبنى، وقد تم اعتماد القيم المعطاة في الكود الأردني.

هذا يظهر جليا في المعادلة التالية :

$$q = 0.613 (Vz)^2$$

حيث أن :

q: الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الأرض المحيطة والوحدة (N/m^2) .

Vz: السرعة التصميمية للرياح.

$$Vz = V. S1. S2. S3$$

S1: معامل طبوغرافية الأرض وتساوي من الكود الأردني =1

S2 : معامل وعورة الأرض وتساوي من الكود الأردني =1.02

S3 : معامل إحصائي وتساوي من الكود الأردني =1

V: سرعة الرياح الأساسية وتم اعتمادها في الكود على أنها تساوي 35متر / ثانية. تهب من أي اتجاه أفقي .

$$q = 0.613\ (35.0)^2 = 750.93\ N/m^2$$

واعتمادا على هذه القيم تم حساب الضغط الديناميكي للريح= 0.75 KN /m²

3-4-3-2 أحمال الثلوج:

تم اخذ قيم أحمال الثلوج من الكود الأردني، وباستخدام الجدول التالي:

الجدول رقم (٣-٣) التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

علو المنشأ عن سطح البحر (h) (بالمتر)	أحمال الثلوج (kN/m^2)
h < 250	0
500 > h > 250	(h-250) /1000
1500 > h > 500	(h-400) / 400
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250

استنادا الى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر و الذي يساوي (٩٣٥م) وتبعا للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالأتي:

$$SL = (h-400) / 400$$

$$= (935 - 400)/ 400$$

$$= 1.34 \text{ KN /m}^2$$

3-4-3-3 أحمال الزلازل:

وهي عبارة عن أحمال أفقية تؤثر على المنشأ, لذلك يجب أن يكون المبنى مصمما لمقاومة هذه الأحمال وجعله ثابتا وذلك عن طريق استخدام جدران القص.

وتحسب القوى الأفقية الكلية المؤثرة في أي اتجاه عند قاعدة المنشأ من المعادلة التالية :

$$F_z = \sim * \quad * ¢ * ¯ * ¦ * ¥_z * w_z$$

حيث :

F_z : القوة الأفقية المكافئة المؤثرة على المستوى.

~ :معامل الشدة وقيمته من الكود الأردني=٠.٥.

: قيمة المعامل الديناميكي من الكود الأردني=٠.٠٨

¢ : معامل التربة وقيمته من الكود الأردني=١.٣ .

¯: معامل السلوك وقيمته من الكود الأردني= ١.٣٣ .

¦ : معامل الأهمية وقيمته من الكود الأردني= ١.

z : رقم الطابق (١، ٢ ، .. ، ٦) .

$¥_z$: قيمة معامل الارتفاع وتحدد حسب رقم الطابق.

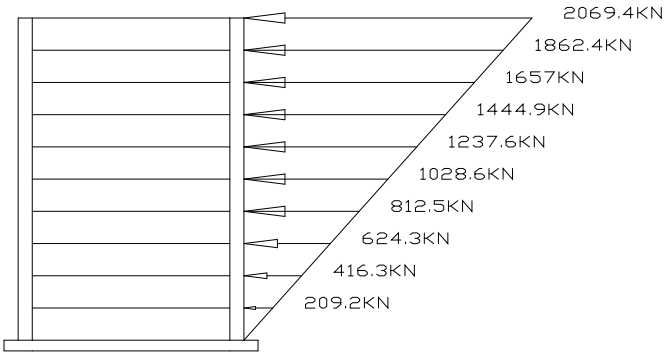
$$w_z = G_z * + K_Z * Q_Z$$

G_Z : الأحمال الميتة.

K_Z : معامل الحدوث وتساوي صفر.

Q_Z : الأحمال الحية.

والشكل (١-٣) يبين قيم القوة الأفقية المكافئة لكل طابق:

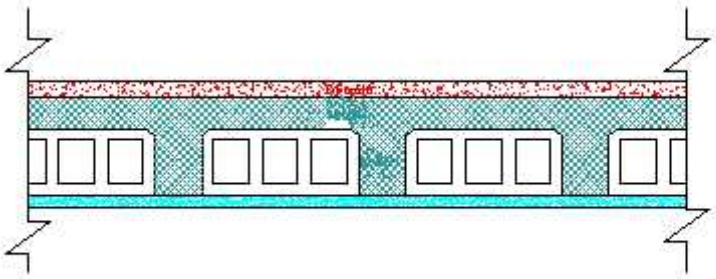


الشكل رقم (١-٣) يبين القوة الأفقية لكل طابق من أحمال الزلازل.

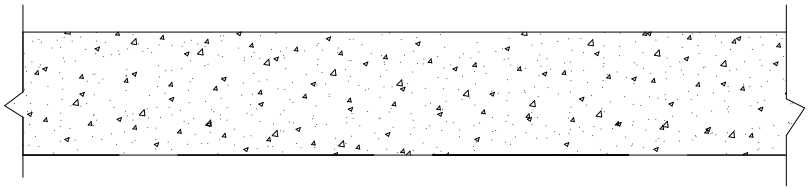
3-5 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

3-5-1 العقدات:

في هذا المشروع سيتم استخدام عقدات الأعصاب ذات الاتجاه الواحد(One way ribbed slab) وعقدات الأعصاب ذات الأتجاهين(Two way ribbed slab)، أما بالنسبة لبيت الدرج فسيتم استخدام نظام البلاطة المصمتة (Two way solid slab).



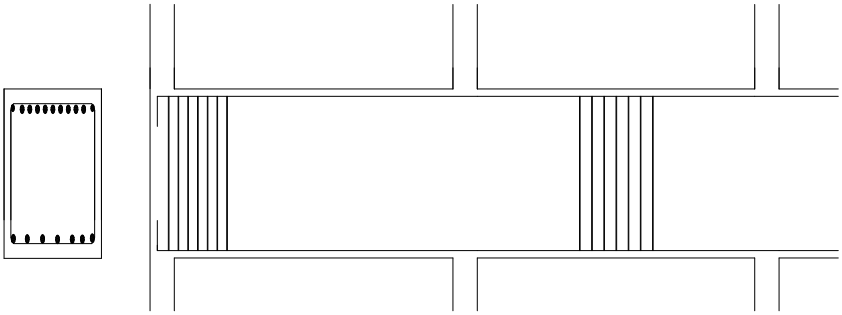
شكل (3-2) يبين شكل عقدة الأعصاب.



شكل (3-3) يبين العقدة المصمته .

3-5-2 الجسور:

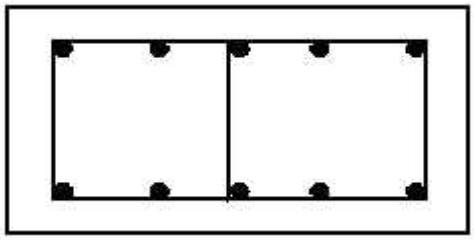
يتضمن المشروع نوعين من الجسور وهي الجسور المستطيلة المسحورة وT section كما في الشكل:



شكل (3-4) يبين مقطع عرضي وطولي في الجسر.

3-5-3 الأعمدة:

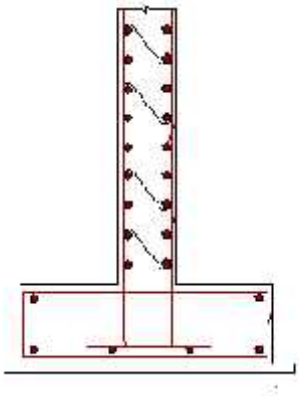
الأعمدة هي العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، حيث تم اختيار مقطع مستطيل او مربع وأربع أعمدة دائرية في الوسط لإعطاء منظر معماري جميل.



شكل (٥-٣) يبين قطاع عرضي في العمود.

3-5-4 جدران القص:

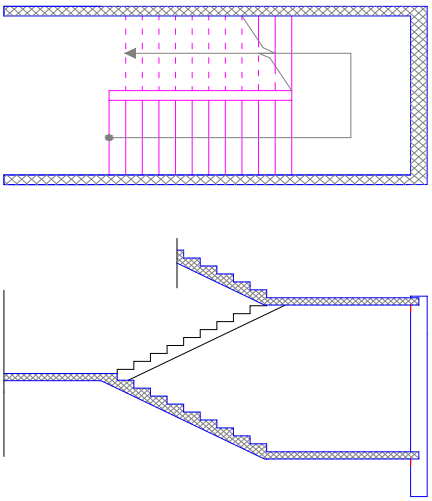
يحتوي المبنى على عدد من جدران القص المستمرة من الأساس إلى الطوابق العلوية لمقاومة القوى الأفقية الناتجة عن أحمال الرياح والزلازل.



الشكل(3-6) جدران القص

3-5-5 الأدراج:

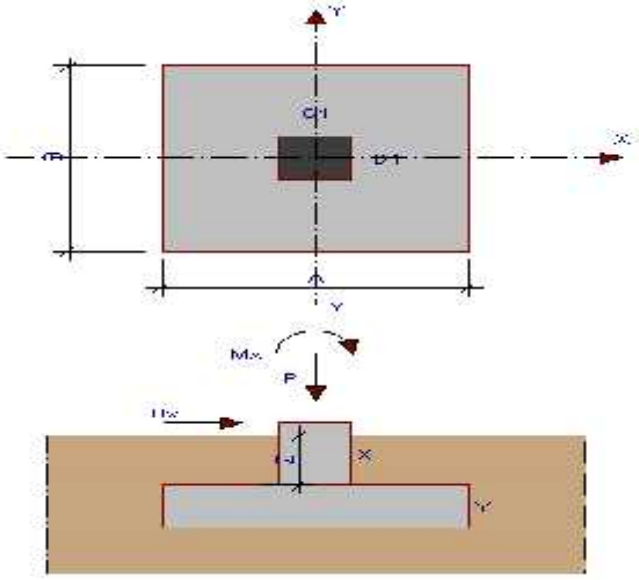
المخططات المعمارية تتضمن أدراج لتحقيق الانتقال الرأسي عبر المبنى، وسوف يتم تصميم نوع واحد من الأدراج إنشائيا.



شكل (3-7) يبين شكل الدرج.

3-5-6 الأساسات:

بناءا على قيمة قوة تحمل التربة التي تم اعتمادها وطبيعة أحمال المبنى تحددت نوعية الأساسات المستخدمة كأساسات مربعة اومستطيلة للشكل، أما بالنسبة لبيت الدرج فإن الأساس المستخدم هو الأساس المستمر لوجود جدران القص.



شكل (3-8) يبين مقطع بالأساسات.

3-5-7 الجدران الاستنادية:

تبعا لكون المنشأ يحتوي على مواقف للسيارات تحت منسوب سطح الأرض ووقوع المبنى على ارض مائلة فان ذلك يستدعي استخدام جدران استنادية على محيط المبنى وعمل التصميم الإنشائي لها بشكل مفصل وفق المعايير التي تحددها الكودات.

٣-٦ برامج الحاسوب المستخدمة:

في هذا النوع من المشاريع تكون البرامج المستخدمة معروفة، حيث استخدم في هذا المشروع عدة برامج منها:

١. برنامج (AutoCAD 2004) وهو برنامج للرسم، استخدم لرسم التفاصيل الإنشائية للعناصر المصممة و المخططات المعمارية.
٢. (STAAD PRO) وهو برنامج واسع جدا" ويستخدم في كافة مجالات الهندسة المدنية، حيث انه يستخدم في التحليل والتصميم؛ لذلك تم استخدامه في التحليل الإنشائي لبعض عناصر المبنى.
٣. (Office 2003) تم استخدامه لأجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة والتنسيق وإخراج المشروع.
٤. (MB- Software) وهو برنامج يستخدم في كافة مجالات الهندسة المدنية، حيث انه يستخدم في التحليل والتصميم؛ لذلك تم استخدامه في التحليل الإنشائي لبعض عناصر المبنى.
٥. (ATTIER): وهو برنامج يستخدم في كافة مجالات الهندسة المدنية، حيث انه يستخدم في التحليل والتصميم؛ لذلك تم استخدامه في التحليل الإنشائي لبعض عناصر المبنى.

Chapter Four

Structural Design

4-1 Introduction

4-2 Selection of materials

4-3 Structural Key Plans

4-4 Design of Rib 12

4-4-1 determination of Dead load

4-4-2 Design of Slab

4-4-3 Design of Rib

4-4-3-1 Design of positive Moment

4-4-3-2 Design of Negative Moment

4-4-3-3 Design of Shear

Chapter Four

4-5 Design of Beam 60

4-5-1 Design of Positive Moment

4-5-2 Design of Negative Moment

4-5-3 Design for shear

4-6 Interior column(C-11) at the basement floor

4-6-1 Design of the longitudinal reinforcement

4-6-2 Design of the tie reinforcement

4-7 Design of footing (F7)

4-7-1 Determination of the Area

4-7-2 Determination of depth

4-7-3 Design of Dowels

4-7-4 Design of Bending Moment

4-7-5 Development Length (L_d)

Chapter Four

4-8 Design of Stairs

4-8-1 Design step stairs

4-8-2 Design of Stair Roof

4-8-2-1 Positive Moment

4-8-2-2 Determine As

4-8-2-3 Check shear requirement

4.9 Design of strip footing

4-9-1 Design footing width

4-9-2 Design of reinforcement

4-9-3 Design of longitudinal bars

4-10 Retaining walls (W1)

4-11 Design of shear wall

4-11-1 Design of Horizontal Shear

4-11-2 Design of vertical Shear

4-11-3 Design of moment

Chapter Four

Structural Design

4-1 Introduction:

The structural design will be discussed in this chapter to find the required dimensions and reinforcement of the structural members.

According to the codes, the structure must be designed to resist and meet the required strength and serviceability.

4-2 Selection of materials:

Compressive strength of concrete, $f_c' = 30(MPa)$

Yield stress of steel, $f_y = 420(MPa)$

4-3 Structural Key Plans:

These structural key plans are attached in the appendix.

4-4 Design of Rib 12:

4-4-1 Determination of the Dead load:

1. Coarse sand fill and floor tile = (0.5∘) (0.13) (22) = 1.57 kN/m rib.
2. Top slab = (0.55) (0.08) (25) = 1.10 kN/ m rib.
3. Block = (0.4) (0.24) (9) = 0.864 KN/ m rib.
4. Rib = (0.15) (0.24) (25) = 0.90 KN/ m rib.
5. Plaster = (0.55) (0.03) (22) = 0.363 KN/ m rib.

6. Partition = (1) (1) (0.55) = 0.55 KN/ m rib.

Total dead load for one way rib = 5.35kN/ m rib.

Ultimate dead load=1.4*5.35= 7.49 KN/ m rib.

Live load = 4 KN/m^2 = 0.40 Ton/m^2

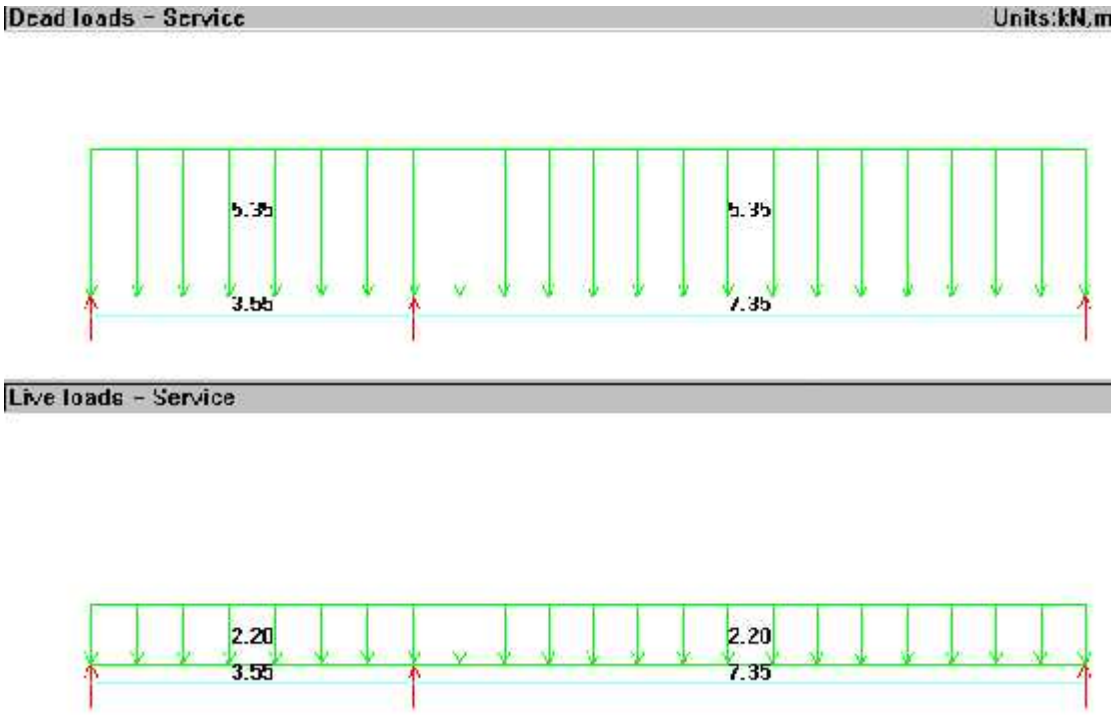


Fig (4-1) Load on the rib.

Extracted from the analysis of the typical floor using ATTIER program.

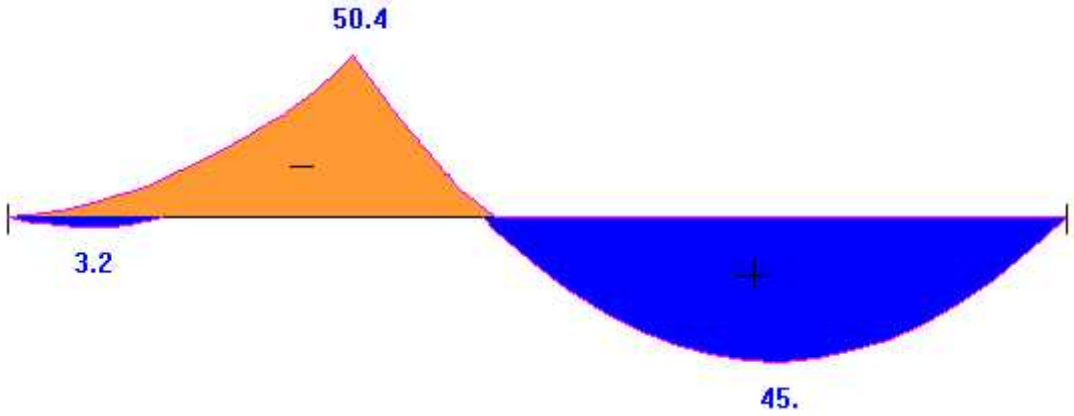


Fig (4-2) Moment Envelope

4-4-2 Design of Topping Slab:

Dead load = $\frac{5.35}{0.55} - \frac{0.90}{0.55}$ =0.81 ton / m^2

W_u = 1.4(0.81) + 1.7(0.40) = 1.82 ton/ m^2

Assume slab is fixed at support point (ribs)

$$M_{=} = \left(\frac{1.82 \times 0.4^2}{12} \right)$$ = 0.0243 ton.m, (for 1 m wide strip)

According to ACI (9.5.2.3)

$$f_r = 0.7\sqrt{f'_c}(MPa) = 0.7\sqrt{30} = 3.83(MPa) = 38.3(Kg/cm^2)$$

$$Mn = (f_r)(s)$$

$$s = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 \times 8^2}{6} = 1066.67cm^3$$ …….. For a rectangular X-section

ΦMn = 0.65 (38.3)(1066.67) =26554.75 Kg.cm , Φ = 0.65 for plain concrete

= 0.266 Ton.m

ΦMn = 0.266 Ton.m > Mu = 0.0243 Ton.m

∴Provide Shrinkage & Temperature Reinforcement:

A_s = 0.0018(100)(8) = 1.44 cm^2 /1m

- Use Φ 8 @ 20 cm on center both side Provided A_s = 2.50 cm^2 /1m

4-4-3 Design of Rib:

4-4-3-1 Design for positive Moment:

Effective Flange width (b_E) according to ACI code 8.10.2:

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

b_E = L / 4 = 730 / 4 = 182.5 cm

b_E = b_w + 16 t = 15 + 16 (8) = 143 cm

b_E = C/C = 55 cm …….. Control

Mu = 45KN.m As shown in Fig. (4-2)

Mn = 45/ 0.9 = 50 KN.m = 5 ton.m

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

For a = t = 8 cm

C = 0.85 fc t b_E = 0.85 (0.3) (8) (55) = 112.2 ton

Mn = T or C (d – 0.5 a) = 112.2 (27.79 – 0.5 (8)) / 100 = 26.70Ton.m

Mn available = 26.70 ton.m > Mn required = 5 Ton.m

Design as a rectangular with b_E = 55 cm

A_s max. = ° bd

A_s max. =0.0244 (55) (27.79) = 37.29cm^2

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{30}}{4(420)}(15)(27.79) \geq \frac{1.4}{420}(15)(27.79)$$

A_s min = 1.36 ≤ 1.39

A_s min = 1.39 cm^2

$$m = \frac{fy}{0.85\ fc'} = \frac{420}{0.85\,(30)} = 16.47$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{45.29\ (10)^5}{(55)(27.79)^2} = 106.63\ Kg/cm^2$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = 0.00275$$

A_s = 0.00275 (55) (27.79) = 4.20 cm^2 > A_s min ∴ OK

- But we use 2 Φ 25mm to solve deflection problem A_s = 9.82 cm^2

4-4-3-2 Design for Negative Moment:

Mu = 50.40KN.m As shown in Fig. (4-2)

Mn = 50.40/ 0.9 =56 KN.m = 5.6 Ton.m

m = 16.47

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{5.60 * (10)^5}{(55)(27.79)^2} = 13.18\ Kg/cm^2$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = 0.00287$$

A_s = 0.00287 (55) (27.79) = 4.39 cm^2

- Use 1 Φ 18 mm & 1 Φ 16 mm

A_s = 4.45 cm^2

Check: yielding tension steel.

C = 14.00 a

Actual T = (5.09) (4.2) = 21.38 Ton

Actual a = 1.53 cm

Actual x = 1.80 cm

$\varepsilon_s = 0.04332 > \varepsilon_y = .0021$

$\therefore$ Tension steel is yielding $\therefore$ OK.

Actual Mn = 5.78 Ton.m > 5.60Ton.m $\therefore$ OK.

4-4-3-3 Design for Shear:

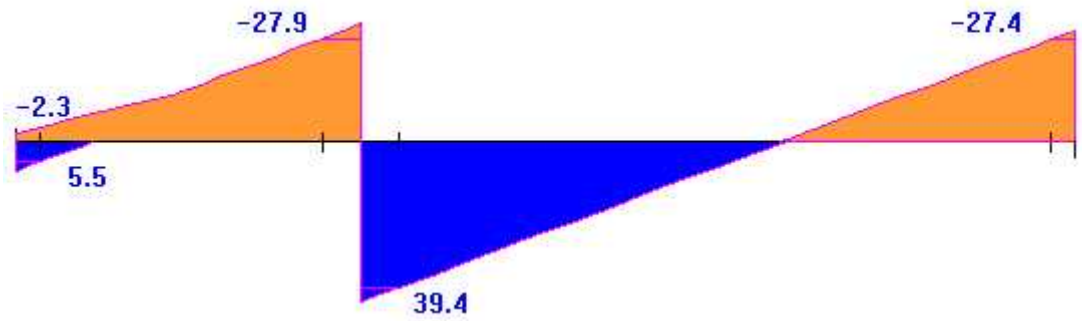


Fig (4-3) Shear Envelop

Max Shear= 3.94Ton As shown in Fig. (4-3)

$$\Phi V_c = 0.85\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd = 0.85\left(\frac{\sqrt{30}}{6}\right)(52)(27.79)\left(\frac{10}{1000}\right) = 11.22 \text{ Ton}$$

$0.5\ \Phi V_c = 6.25 > V_u = 3.94$ Ton

According to category (1) (No shear reinforcement is required), but the design to provide minimum shear even if not required.

- Use Φ10 @ 15 cm.

4-5 Design of Beam 60:

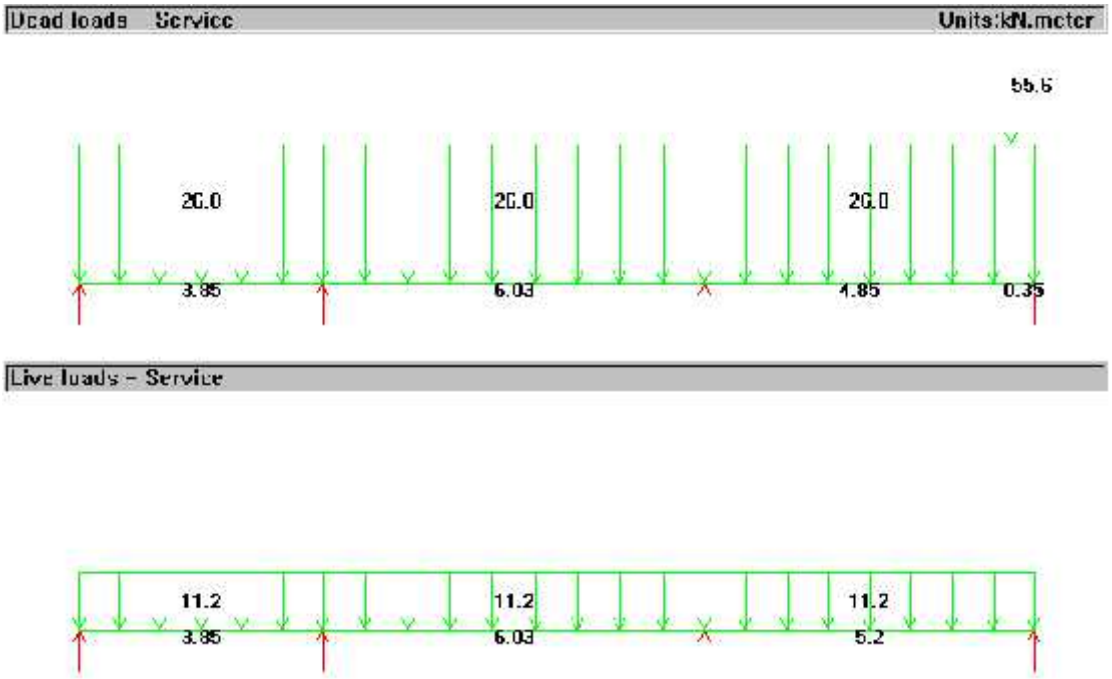


Fig (4-4) load on the beam.

Extracted from the analysis of the typical floor using ATTIER program.

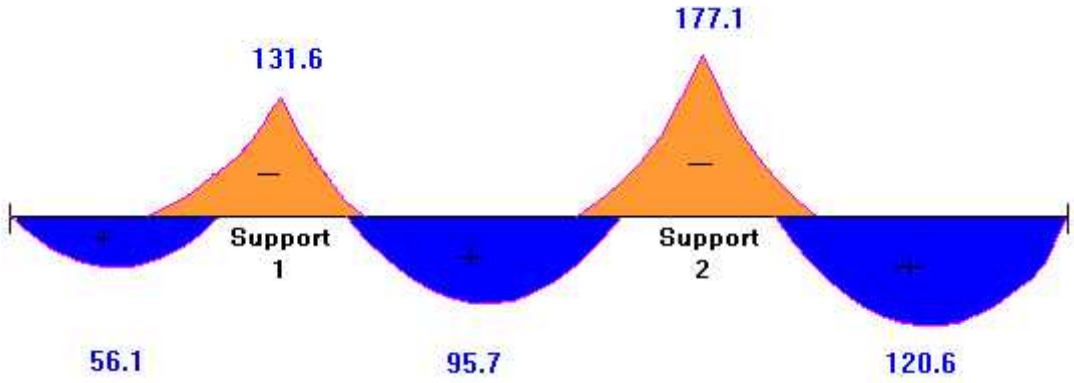


Fig (4-5) Moment Envelope.

Assume that:

B = 100 cm **H = 32 cm** **d = 27.79 cm**

4-5-1 Design for Positive Moment:

١- Span 1:

Mu = 56.10 KN.m=5.61 t.m As shown in Fig. (4-5)

Mn=5.61/0.9=6.23 t.m

bd ° As max =

^{2} =0.0244*100*27.79=67.81 cm

Determine X_b:

$$\frac{0.003}{X_b} = \frac{0.0021}{27.79 - X_b}$$

X_b = 16.35 cm $X\max. = 0.75\ X_b = 12.26$ cm

$a\max. = \beta\ X_b = 0.85\ (12.26) = 10.42$ cm

$T\max. = A_s\ f_y = (67.81)\ (4.2) = 284.80$ Ton

Mn = T or C (d – 0.5 a)

Mn max.= 284.80 (27.79 – 0.5(10.42)) /100 = 64.31 Ton.m

Mn max. > Req. Mn $\therefore$ singly reinforcement

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85(30)} = 16.47$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{6.23 \times 10^5}{100 \times 27.79^2} = 8.10\left(Kg / cm^2\right)$$

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

$$= \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.47 \times 8.10}{4200}}\right)$$

° = 0.002 $°_{min.} >$ °

A_s = 0.0033 (100) (27.79) = 9.17 cm^2

- Use 4Φ 22 mm A_s = 15.21 cm^2

Check: yielding of tension steel.

$$C = 0.85 f_c' ab$$

C =0.85(0.3) (100) a = 25.50 a

Actual T = $A_s f_y$

Actual T = (15.21) (4.2) = 63.88 Ton

Actual a = 63.88 / 25.50 = 2.51 cm

Actual x = a / β = 2.51/ 0.85 = 2.95 cm

$\varepsilon^s = 0.0253 > \varepsilon^y = 0.0021$

$\therefore$ Tension steel is yielding $\therefore$ OK.

Actual Mn = 16.95 Ton.m

2- Span 2:

Mu = 95.7KN.m=9.57 t.m As shown in Fig. (4-5)

Mn=10.63 t.m

Mn max. > Req. Mn $\therefore$ singly reinforcement

$m = 16.47$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{10.63 \times 10^5}{100 \times 27.79^2} = 13.76\left(Kg/cm^2\right)$$

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

$$= \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.47 \times 13.76}{4200}}\right)$$

ρ = 0.00346 $\rho_{min.} < \rho$

A_s = 0.00346(100) (27.79) = 9.62 cm^2

- Use 4Φ 22 mm A_s = 15.21 cm^2

3- Span 3:

Mu = 120.6 KN.m =12.10 As shown in Fig. (4-5)

Mn max. > Req. Mn $\therefore$ singly reinforcement

$m =$ 16.47

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{12.1 \times 10^5}{0.9 * 100 \times 27.79^2} = 17.41\left(Kg/cm^2\right)$$

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

$$= \frac{1}{16.47}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 16.47\times 17.41}{4200}}\right)$$

ρ = 0.00425 $\quad \rho_{min.} < \rho < \rho_{max.}$

A_s = 0.00425 (100) (27.79) = 11.81 cm^2

- Use 4 Φ 22 mm $\quad A_s$ = 15.21 cm^2

4-5-2 Design for Negative Moment:

١- Support 1:

Mu = 131.60 KN.m=13.16 t.m As shown in Fig. (4-5)

Mn $^{max.}$ > Req. Mn $\quad \therefore$ singly reinforcement

$m = 16.47$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{13.61\times 10^5}{0.9*100\times 27.79^2} = 19.58\left(Kg/cm^2\right)$$

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

$$= \frac{1}{16.47}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 16.47\times 19.58}{4200}}\right)$$

ρ = 0.00431 $\quad \rho_{min.} < \rho < \rho_{max.}$

A_s = 0.00431 (100) (27.79) = 11.98cm^2

- Use 4 Φ 20 mm $\quad A_s$ =12.57 cm^2

Check: yielding of tension steel

C = 0.85 $fc'ba$

C =0.85(0.3)(100)a = 25.5 a

Actual T = $A_s f_y$

Actual T = (12.57) (4.2) = 52.79 Ton

Actual a = 52.79 / 25.5 = 2.10 cm

Actual x = a / β = 2.1/ 0.85 = 2.44 cm

$\varepsilon^{s} = 0.0312 > \varepsilon^{y} = 0.0021$

$\therefore$ Tension steel is yielding $\therefore$ OK.

Actual Mn = 14.12 Ton.m > 13.16 Ton.m

2- Support 2:

Mu = 177.1 KN.m=17.71 t.m As shown in Fig. (4-5)

Mn $^{\max.}$ > Req. Mn $\therefore$ singly reinforcement

$m = 16.47$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{17.71 \times 10^5}{0.90 * 100 \times 27.79^2} = 25.47\left(Kg / cm^2\right)$$

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

$$= \frac{1}{16.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.47 \times 25.47}{4200}}\right)$$

ρ = 0.00546 $\rho_{min.} < \rho < \rho_{max.}$

A^{s} = 0.00668 (100) (27.79) = 15.56 cm^2

- Use 4 Φ 25 mm A^{s} =19.63 cm^2

Check: yielding of tension steel

C = 0.85 $fc'ba$

C =0.85(0.3) (100) a = 25.5 a

Actual T = $A_s f_y$

Actual T = (19.63) (4.2) = 82.45 Ton

Actual a = 52.79 / 25.5 = 3.23 cm

Actual x = a / β = 2.1/ 0.85 = 3.81 cm

$\varepsilon^s = 0.01889 > \varepsilon^y = 0.0021$

$\therefore$ Tension steel is yielding $\therefore$ OK.

Actual Mn = 21.58 Ton.m > 17.70 Ton.m

4-5-3 Design for shear:

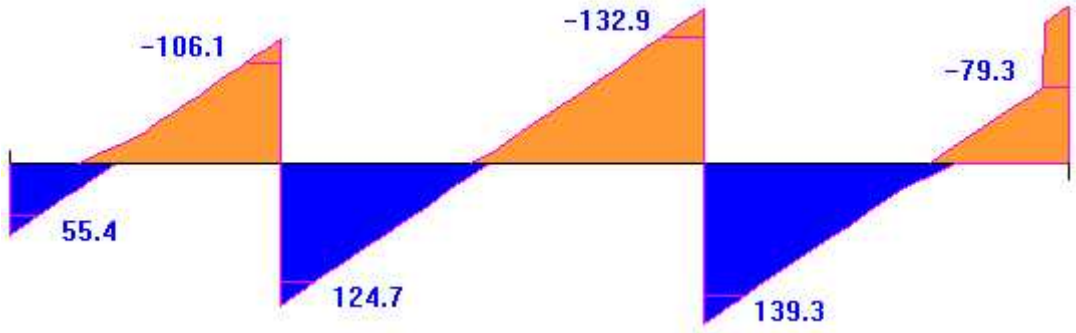


Fig (4-6) Shear Envelope.

V_u = 16.88 Ton As shown in Fig. (4-6)

V_u @ Critical point = 13.93 Ton

$$\Phi V_c = 0.85\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd = 0.85\left(\frac{\sqrt{30}}{6}\right)(100)(27.79)\left(\frac{10}{1000}\right) = 21.56 \text{ Ton}$$

$$\frac{1}{2}\Phi V_c = 10.78 ton$$

Complies with category (2)

$$S = \frac{3A_v f_y}{bw} = \frac{3*4*0.79*420}{100} = 39.82$$

Max. Spacing is less than:

$$Smax \le \frac{d}{2} = 13.89 cm \text{ .....controlled}$$

$$\le 60 \text{ cm}$$

- Use Φ 10 (4 leg), S = 12.5 cm

4-6 Interior column(C-11) at the basement floor:

4-6-1 Design of the longitudinal reinforcement:

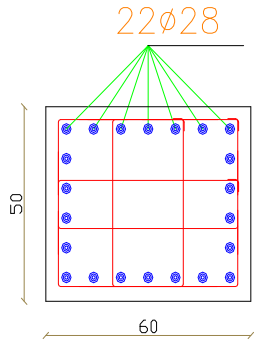


fig (4-7) Top view of C11

Total load on column = 711.40 ton.

Pu =711.40 ton.

Type of column: "tied column".

Assume ρ_g=0.035

Required Pn=Pn (max) = Pu/Ø

=711.40/0.7 =1016.29 ton.

Po =0.85bh 0.85(fc') +At (fy-0.85*fc')

Pn (max) =0.80*Po

Pn (max) =0.80Ag [0.85(fc') +ρ_g (fy-0.85*fc')]

1016.29 ton =0.80Ag [0.85(0.30) +0.035 (4.20-0.85*0.30)]

Required Ag = 3232.47 cm^2.

Use 50 cm * 60cm.

Ag= 3000 cm^2

Determination of required ρ_g:

Pn (max) =0.80Ag [0.85(fc') +ρ_g (fy-0.85*fc')]

ρ_g= 0.0426 >0.01

<0.08 ……OK

Required As = ρ_g * Ag= 0.0426* 3000 = 127.80 cm^2.

Use Ø 28

Number of bar=127.80/6.16=20.75 bar

- USE 22 Ø28

4-6-2 Design of the tie reinforcement:

Use Ø 10 ties.

Spacing ≤ 16*d_b (Longitudinal bar diameter) = 16 * 2.8= 44.80cm

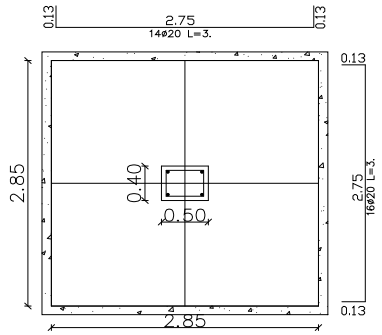
48*d_t (ties bar diameter) = 48* 1.0 = 48.0cm.

Least dimension = 50 cm

- Use "3 Ø 10" ties @ 30 cm spacing.

Use 50cm*60cm with 22 Ø 28 bars. With Ø 10 ties @ 30cm spacing.

4-7 Design of footing (F7):



4-7-1 Determination of the Area:

Load from Column (C 7)

Column= 50 cm x 40 cm

γs=18 kn/m3

Estimate footing to be about 70 cm thick,

in addition to about (10 cm) of blinding concrete.

Back fill = H * γs

= 1.5* 18=27 KN/m²

Weight of concrete footing = 0.80 * 25 = 20 KN/ m²

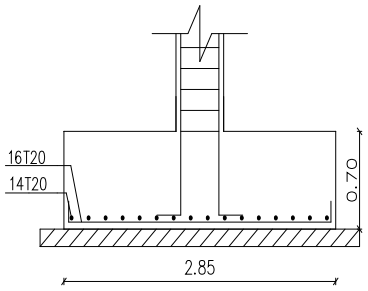


Figure (4-8) Footing (f 7)

Allowable soil pressure = 4.50 kg/cm²

Pnet= 45-2-2.7=40.30 ton/ m²

Area=load/Pnet=327.21/40.30=8.11 m^2

Use L = W=2.85 m, Area = 8.13 m^2

Pnet (factored) = $\frac{398.8}{8.13}$ =4.9 Kg/cm^2

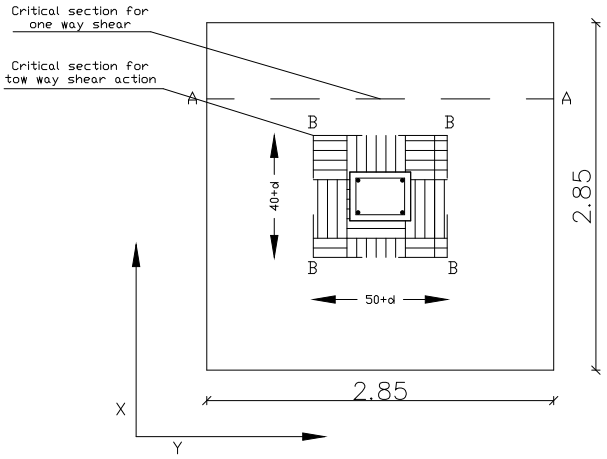


Fig (4-9) show section A-A and B-B-B-B

4-7-2 Determination of depth:

Using section A-A:

$$Vu = \Phi V_c = \Phi \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\, b_w d =$$

$$0.85 \times \frac{1}{6}\sqrt{30} \times (285) \times (d) = 4.9 * 285 * (123 - d)$$

d= 47.61 cm

Total depth=47.61+8+2=57.61cm

Take h=60 cm & d=50 cm

Check thickness depth for two way shear action, using critical section B-B-B-B with d=50 cm

Vu=4.9[285*285-100*90]/1000=353.90 t

The punching shear strength is smallest of:

$1\text{-}V_c = \frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = 0.433\sqrt{f_c'}\,b_o d$

$2\text{-}V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = 0.61\sqrt{f_c'}\,b_o d$

$3\text{-}V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = 0.33\sqrt{f_c'}\,b_o d$ ……..Control

Where:

β_c = a / b = 50 / 40 = 1.25.

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

= 2(100+90) =380 cm

α_s = 40 for interior column

$V_c = 0.33\sqrt{30}(3800)(500) = 343.42 ton$

$\Phi Vn = 0.85 * 343.42 = 291.91 ton < 353.9$ ton

Re-calculate required d to satisfy punching shear:

$\frac{4.90}{1000}\left(285*285-(40+d)(50+d)\right)=\frac{0.85*0.33}{100}\sqrt{30}d*2*(90+2d)$

d=57.69 cm

Take h=70cm and d=60 cm

Check again

Vu=$\frac{4.90}{1000}\left(285*285-110*100\right)$=344.1 ton

$1\text{-}V_c = \frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = 0.433\sqrt{f_c'}\,b_o d$

$2\text{-}V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = 0.64\sqrt{f_c'}\,b_o d$

3-$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d$ $= 0.33\sqrt{f_c'}\, b_o d$ ……..Control

Where:

$_c$ = a / b = 50 / 40 = 1.25.

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

= 2(100+110) =420 cm

~$_s$ = 40 for interior column

$V_c = 0.33\sqrt{30}(4200)(600) = 455.49 ton$

$\Phi Vn = 0.85 * 455.49 = 387.161 ton > 344.1 ton$ ……..OK

Take h=70 cm & d=60 cm, and place 10 cm thickness layer of blinding concrete.

4-7-3 Design for Dowels:

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

$\Phi Pn = 0.7(0.85)(0.30)(50 \times 40) = 357 ton$

Since $\Phi Pn = 357 ton < Pu = 398.8 ton$, dowels required for load transfer.

Excess Pu=398.8-357=41.80 ton.

Required As= $\frac{41.80}{0.7(4.20 - 0.85 * 0.30)}$ =15.15 cm²

Minimum required As=0.005*50*40=10 cm²

Use 4 Ø22, As=15.21 cm²

Ldb= $\frac{420 * db}{4\sqrt{30}}$ =19.10 db

But not less than

Ldb=0.044*420*db=18.42db>20cm

Ld=Ldb=20*2.20=44 cm

Available L=70-8-2*2-2.2=55.8 cm >44 cm…….OK

4-7-4 Design for Bending Moment:

The critical section for moment at the face of the column

1- Reinforcement in X direction:

Mu = $\left(\frac{4.90}{1000} * 285 * 122.5 \frac{122.5}{2*100}\right)$

=104.78 ton.m

Mn = $\frac{Mu}{\Phi} = \frac{104.78}{0.9} = 116.42 ton.m$

Rn = $\frac{Mn}{bd^2} = \frac{116.42 \times 10^5}{285 \times 60^2}$ = 11.35 Kg / cm^2

° = 0.002793 > ° $_{min}$ = 0.002

Req. A_s = 0.002793(285) (60) = 47.76cm ^{2}

Use 16 Φ 20. A_s = 50.24 cm ^{2}

2- Reinforcement in Y direction:

Mu = $\left(\frac{4.90}{1000} * 285 * 117.5 \frac{117.5}{2*100}\right)$

=96.40 ton.m

Mn = $\frac{Mu}{\Phi} = \frac{96.40}{0.9} = 107.11 ton.m$

Rn = 10.44 Kg / cm^2

° = 0.00255 > ° $_{min}$ = 0.002

Req. A_s = 0.00255 (285) (60) = 43.61 cm ^{2}

Use 14 Φ 20. A_s = 43.96cm ^{2}

4-7-5 Development Length (L_d):

Category A, item 2 applies:

Ld for Φ20:

L_d = $\frac{420}{2\sqrt{30}}$~ ª × d_b = 76.36 cm

Available embedment = 122.5 –8= 114.5 cm > 76.36 cm ∴ OK.

Using standard 90 hook

Inside diameter of bent = 6 db = (6) (2) = 12 cm

Straight extension = 12 db = (12) (2) = 24 cm

$$Lhb=\frac{100}{\sqrt{fc'}}d_b=\frac{100}{\sqrt{30}}*2=36.36cm$$

Ldh largest of:

≥ Lhb*modification factor=26.73 cm

≥8db=16 cm

≥15 cm

Ldh (required) =26.73 cm

Available=70-8-2*2=58 cm>26.73 cm ……OK

4-8 Design of Stairs:

4-8-1 Design step stairs:

Loads:

Dead load:

Plaster =0.03(22) (1)/cos 29 = 0.75 KN/m

Concrete = 0.15(25) (1)/cos29= 4.26 KN/m

Sand =0.08(14) (1) = 1.12 KN/m

Mortar =0.02(22) (1) = 0.44 KN/m

Tile =0.33/0.3 {(0.03) (30) (1) = 0.99 KN/m

Steps =0.16 (0.5)(25)(0.3)/cos29 =0.68 KN/m

Total dead load = 8.24 KN/m

Factored dead load = 1.4(8.24) = 11.54 KN/m

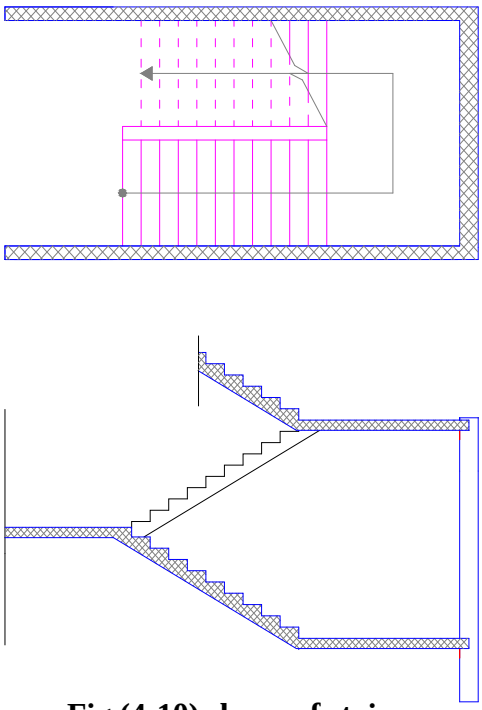


Fig (4-10) shape of stair.

Live load

Live load = 5 KN/ m²

Factored live load = 1.7(5) = 8.5 KN/ m²

Wu = 1.16+ 0.85 = 2.01 ton/m

Calculation of the positive moment of stairs

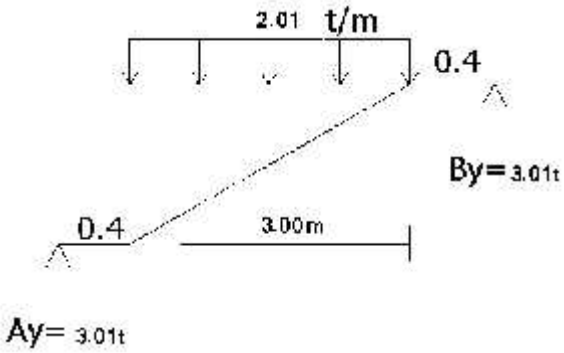


Fig (4-11): The loads and reactions of the stair

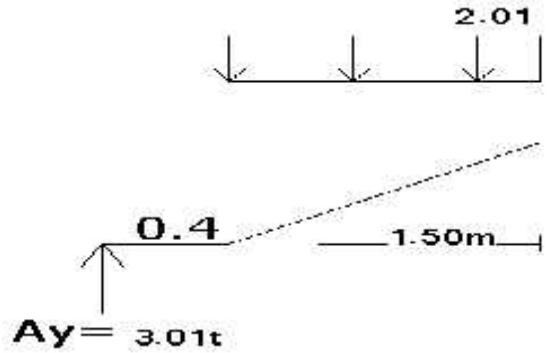


Fig (4-12): Computing the moment in stair.

Ay =By = 2.01*3/2 =3 t

Mu = 3*(1.50+0.40) – (2*1.50*1.50/2)

= 3.45 ton.m

Design for positive moment:

Mu = 3.45 ton.m

Mn = 3.45/0.9 = 3.83 ton.m

m = 16.47

$\rho = 0.00729$ $0.0035 \leq 0.00729 \leq 0.0224$

As = 0.00729 (100) (12) = 8.75 cm^2 /m

- Use Φ16 @ 20 = 10.05cm^2 /m

In the other direction provide shrinkage and temperature reinforcement:

$$\rho = \frac{0.0018 \times 400}{420} = 0.0017$$

As=ρ (b) (h)

=0.0017 (100) (15)

= 2.55 cm^2

- Use Φ10 @ 20 cm =3.93 cm^2.

4-8-2 Design of Stair Roof:

Dead load:

DL=015*25*1=3.75 KN/m

Factored dead load=1.4(0.38) =0.525 ton/m

Live load:

Live load = 1KN/m²

Factored load = 1.7(1) = 1.7 KN/m²

Total load = 0.545 ton/m²

$m=\frac{La}{Lb}=\frac{3.30}{7.35}=0.45$

$h=\frac{2*330+2*735}{180}=11.83cm$

Take it 15 cm and d=12.4 cm

4-8-2-1 Positive Moment:

Ma pos dl=0.095 *0.525*3.30 ²=0.55 t.m

Ma pos ll=0.095*0.17*3.30²=0.18 t.m

Ma pos=0.73 t.m

Mb pos dl=0.006*0.525*7.35²=0.17 t.m

Mb pos ll=0.006*0.17*7.35²=0.06 t.m

Mb pos=0.23 t.m

4-8-2-2 Determine As:

As min=0.0033*100*12.4=4.092cm²

For Mn=0.73 t.m

m=16.47

$Rn=\frac{73t.cm}{100*(12.4)^2}=0.00475t/cm^2$

ρ=0.0012

As=1.51 cm²<As min

USE Φ12@25 cm As=4.52 cm²

And provided top mesh Φ12@25 cm in tow way.

4-8-2-3 Check shear requirement:

Max shear= La*Lb*Wu

=3.30*7.35*0.545=13.22 t

Vu= (0.76*13.22)/2=5.03 t

d = 12.40cm

ΦVc = 0.85(√30/6) (100) (12.40) (10)/1000

= 9.62 ton

ΦVc > Vu

9.62ton > 5.03 ton ……..OK

- No shear required.

4.9 Design of strip footing:

Total dead load = (no. of floors) (Hf) (W) (γc)

= (8* 3.12+3.65+4.73)* 0.3 * 25 = 250.1 kN.

Weight of concrete footing = b * h * γc

= 0.70 * 0.30 * 25

= 5.25 KN/m.

Total live load = (live load for one meter run) (no. of floors)

= (5*5) + (5*2) =35 kN.

qu = 1.4 (250) + 1.7 (35)

= 410 KN

4-9-1 Design footing width:

Pn =450 kN/m²

Width of footing = $\frac{qs}{B/C} = \frac{291.10}{450}$ = 65 cm

So select 70 cm width strip footing.

Determined of the contact pressure:

$$P_{net} = \frac{P_u}{Area} = \frac{410}{0.7*1} = 585.71 kN/m^2$$

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\, b_w d = 0.85 \times \frac{1}{6}\sqrt{30} \times (700) \times (d) = 543.15d$$

Vu = (Pnet) ($\frac{w - bw}{2}$)

= 585.7 * ($\frac{0.7 - 0.3}{2}$) = 117.14 kN.

$$\Phi V_c = V_u$$

543.15d = 117.14

d = 22 cm …. Then h = (22+5 + 0.6 +1.2) = 28.8 cm, so select h = 30 cm.

4-9-2 Design of reinforcement:

Mu = (Pnet) ($\frac{w - bw}{2}$) ($\frac{w - bw}{4}$)

= 585.71* 0.2 * 0.1 = 11.71 KN.m.

Mu = 11.71 KN .m

$$Mn = \frac{Mu_{rec}}{\Phi} = \frac{11.71}{0.9} = 13.02 \text{ KN .m}$$

ρmax = 0.0244

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*30} = 16.47$$

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

Rn = $\frac{13.02 * 10^6}{700 * (232)^2}$ = 0.346 Mpa

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

ρ = 0.00085 ≤ ρmin = 0.0018.

Areq = ρ * b * d = 0.0018 * 70 * 23.2 = 2.95 cm²

Of bar = $\frac{2.95}{0.79}$ = 3.71 bar -----select (4) bar Φ 10.

- use Φ 10 @ 25cm

4-9-3 Design of longitudinal bars:

As = ρ * b * d

= 0.0018 * 100 * 23.2

= 4.176 cm²

Select 6Φ10 …….. (3) Down and (3) up.

4-10 Retaining walls (W1):

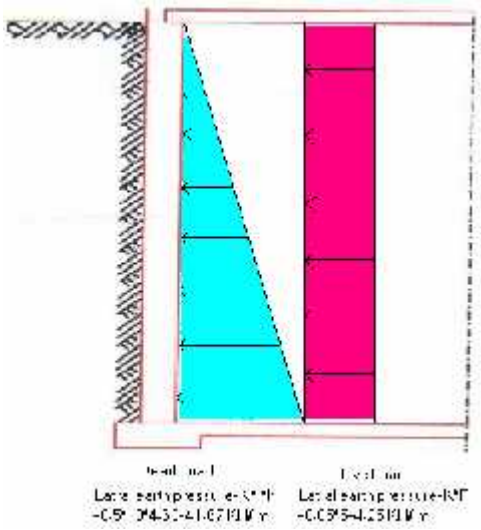


Fig. (4-13): Retaining Wall

Loads:

γsoil=18 KN/m³ (Unit weight of the soil)

Φ=30º

Dead load= Ko*γ*H=0.50*18*4.63=41.67 KN/m

Live load:

Live load = 5KN/m²

Lateral earth pressure=K*P=0.85*5=4.25 KN/m

Factored load = 1.7(4.25+41.67) = 78.10 KN/m²

Extracted from the analysis of the typical wall using ATTIER program.

Mu=77.10 KN.m= 7.71 ton.m / m

Mn=8.57 ton/m

1- Determine thickness (h) of retaining wall:

Use ρ=0.01

m= 16.47

Rn=3.80 Mpa

bd ²=Mn/Rn

d = 14.25 cm

Take h=30 cm and d=23 cm

2- Determine steel area (As):

As=ρ (b) (d)

=0.01 (100) (23)

=23 cm²/m

Use 8Φ20 /m=25.12 cm²/m

Vertical steel =25.12 cm²/m

S =12.5 cm

Horizontal steel = 5.145 cm²/m (5Φ12/m) S =20 cm

4-11 Design of shear wall:

The seismic lateral force Fz at all floors levels in transverse direction equal:

F1= 209.2 KN

F2= 416.3 KN

F3= 624.3 KN

F4= 812.5 KN

F5= 1028.6 KN

F6= 1237.6 KN

F7= 1445 KN

F8= 1657 KN

F9= 1862.4 KN

F10= 2069.4 KN

For wall W5=7.5 m.

Depending on the stiffness. The parts of load acts on each wall are determined by using mb-software.

The distribution of the lateral forces acts on W5 is shown in the following figure.

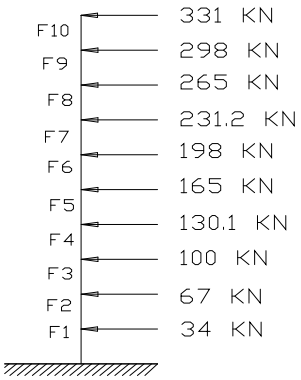


Fig (4-14) Distribution of force on the wall

Vu=1819.1 KN

Mu=40936.5 KN.m

4-11-1 Design of Horizontal Shear:

$$Vc = \frac{1}{6}\left(\sqrt{30}\right) * h.d$$

d=0.8 Lw=0.8*7.5=6.00 m

$$Vc = \frac{1}{6}\left(\sqrt{30}\right) * 0.25 * 6.00 = 137T$$

Vs=(181.9/0.85) –137 = 77 Ton

$$\frac{(Av * h)}{S_2} = 77/(4.2 * 600) = 0.03$$

Provide minimum reinforcement.

$$\frac{(Av * h)}{S_2} = 0.0025 * 0.25 = 0.0625 \quad \ldots\ldots \text{ control}$$

S_2 =3*h=3*0.25 = 750 mm

S_2 =Lw/5=5.79/5=1158 mm

S_2 = ٤٥٠mm……. control

Try Φ12

$$S2 = \frac{1.1304 * 2 * 10^{-6}}{0.000625} = \frac{226 * 10^{-6}}{0.000625} = 0.362m$$

- Use Φ12 @ 300 mm c/c

4-11-2 Design of vertical Shear:

S_2 =3*h=3*0.25 = 750 mm

S_2 =Lw/3=5.79/3= 1930 mm

S_2 = ٤٥٠=mm……. control

Avn= [0.0025+0.5(2.5- hw/Lw) {(Av*h/S_2h) – 0.0025)] S2*h

Avn= 0.0025*h*S_2

Avn= 0.0025*0.25*45 =0.028 >0.0025

- Use Φ 12 @300 mm c/c

4-11-3 Design of moment:

- **For First floor :**

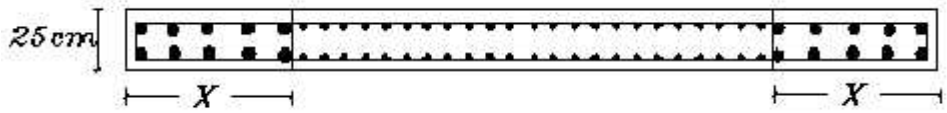


Figure (4-15): Detailing of shear wall

Use Φ18@15

$$Ast = Lw\frac{2 * As}{S} = 7.5\frac{2 * 254}{0.10} = 25400mm^2 = 0.0254m^2$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 * B_1 * Fc * Lw * h}{Ast * Fy}}$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 * 0.85 * 30 * 7.5 * 0.25}{0.0254 * 420}} = 0.17$$

$$Mu = 0.9\left[0.5 * Ast * fy * Lw * (1 - \frac{Z}{Lw})\right]$$

$$Mu = 0.9\left[0.5 * 0.0254 * 420 * 7.5 * (1 - 0.17)\right] = 29884KN.m$$

Mu=40937-29884=11053 KN.m

$$Ast' = \frac{Mu / 0.9}{Fy(Lw - X)}$$

$$Ast' = \frac{11053/0.9}{420(7.5-0.3)} = 0.0041m^2$$

Ast=40.6+5.08=45.7 cm^2

- Use 10Φ25

الفصل الخامس

الاستنتاجات و التوصيات

٥-١ الاستنتاجات

٥-٢ التوصيات

الفصل الخامس

الاستنتاجات و التوصيات

٥-١ الاستنتاجات:

١- تعد إحدى أهم خطوات التصميم الإنشائي هي كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى و من ثم تجزئة هذه العناصر للتصميم بشكل منفرد .

٢- يجب على أي مصمم إنشائي تصميم العناصر بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والقدرة على استخدام البرامج التصميمية المحوسبة .

٣- من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار هي العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية عليها .

٤- تم تصميم اساسات هذا المبنى باستخدام قوة تحمل للتربة مقدارها($4.5\ Kg/cm^3$) ،وتم استخدام قواعد مربعة منعزلة أسفل كل عمود،كما تم استخدام اساسات مشتركة (Combined Footing) ، كما تم استخدام اساسات مستمرة اسفل الجدران وبلاطات أرضية.

٥- أما بالنسبة لبرامج الحاسوب المستخدمة فقد تم استخدام برنامج (ATTIER) في التحليل فقط ومقارنة التسليح لكافة العناصر بعد أن تم حسابها يدويًا وكانت النتائج متطابقة مع التحليل، كما تم استخدام برنامج (MB-Software) في التحليل وفي تصميم بعض العناصر الإنشائية بعد مقارنتها بأحد التصاميم اليدوية وكانت النتائج متطابقة.

٦- بعد ذلك تم عمل مراجعة لكافة المخططات التنفيذية لتعديل ما اختلف فيها من أمور.

٧- الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني .

٨- من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم هي الحس الهندسي الذي يقوم من خلاله بتجاوز أية مشكله ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس .

٢-٥ التوصيات:

١- ينصح في تنفيذ المشروع من خلال لجنة هندسية متخصصة تتابع العمل من مطابقة ما يتم على ارض الواقع وما بداخل المخططات.

٢- هذا المشروع صمم لعشرة طوابق فقط،لذلك لايمكن إضافة أي طابق للاحتياجات المستقبلية .

٣- ينصح في أثناء التنفيذ بمراجعة كتاب المواصفات الفنية والهندسية الأردني الصادر عن وزارة الأشغال العامة .

٤- في حال تبين أن قوة تحمل التربة(Bearing Capacity) اقل من القوة المعمول بها في التصميم يجب إعادة تصميم الأساسات للمشروع وفقا للقوى الجديدة.

٥- يجب استكمال عمل التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة.

٦- بعد المراجعة الشاملة للمخططات التنفيذية و الإعداد المفصل للمخططات الإنشائية فان المشروع جاهز للتنفيذ.

"التصميم الإنشائي لمجمع تجاري في مدينة الخليل"

فريق العمل

أسامة فوزي الجنازرة محمد سلامة أبو شخيدم

المشرف

د. ماهر عمرو

تقرير مشروع التخرج

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

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

جامعة بوليتيكنك فلسطين
الخليل - فلسطين
ايار - ٢٠٠٦

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتيكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

مشروع تخرج بعنوان

"التصميم الإنشائي لمجمع تجاري في مدينة الخليل"

فريق العمل

أسامة فوزي الجنازرة محمد سلامة أبواشخيدم

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

توقيع مشرف المشروع

الاسم : د. ماهر عمرو.

.....

توقيع رئيس الدائرة

الاسم : د. نبيل الجولاني.

.....

أيار- ٢٠٠٦

فهرس الجداول

الجدول	رقم الصفحة
جدول رقم (١-٣) : جدول الكثافة النوعية لمواد البناء المستخدمة	١٥
جدول رقم (٢-٣) : جدول قيمة الأحمال الحية	١٦
جدول رقم (٣-٣) : جدول قيمة أحمال الثلوج	١٧

فهرس الأشكال

الشكل	رقم الصفحة
شكل (١-٢) : موقع المبنى	٧
شكل (٢-٢) :موقع المبنى	٨
شكل (٣-٢) : الحركة داخل الكراجات	١١
شكل (١-٣) : السرعة التصميمية للزلازل	١٩
شكل (٢-٣) :شكل عقدة الأعصاب	١٩
شكل (٣-٣) :شكل العقدة المصمتة	٢٠
شكل (٤-٣) : شكل الجسر	٢٠
شكل (٥-٣) : شكل قطاع العمود	٢١
شكل (٦-٣) :شكل جدران القص	٢١
شكل (٧-٣) : تفصيلة الدرج	٢٢
شكل (٨-٣) : مقطع بالأساسات	٢٢

Fig (4-1) Load on the rib 28
Fig (4-2) Moment Envelope 28
Fig (4-3) Shear Envelop 32
Fig (4-4) Load on the beam 32

Fig (4-5) Moment Envelope 32
Fig (4-6) Shear Envelope 37
Fig (4-7) Top view of C11 38
Fig (4-8) Footing (f 7) 39
Fig (4-9) show section A-A and B-B-B-B 39
Fig (4-10) shape of stair 43
Fig (4-11): The loads and reactions in stair 44
Fig (4-12): Computing the moment of the stair 44
Fig. (4-13): Retaining Wall 48
Fig (4-14) Distribution of force on the wall 50
Fig (4-15): Detailing of shear wall 51

فهرس الصور

صورة (١-١): المجمع التجاري المقترح ٢

صورة (١-٢): منظور يبين تماثل الكتل الحجرية ٩

صورة (٢-٢): منظور يبين الكتلة الزجاجية للمدخل ١٠

"التصميم الإنشائي لمجمع تجاري في مدينة الخليل"

فريق العمل

أسامة فوزي الجنازرة محمد سلامة ابوشخيدم

جامعة **بوليتكنك فلسطين** - ٢٠٠٦

المشرف:

د. ماهر عمرو

ملخص

تتلخص فكرة المشروع في أعداد التصميم الإنشائي الكامل لمجمع تجاري في مدينة الخليل، بالإضافة إلى إعداد كافة المخططات التنفيذية للمشروع.

والمشروع يتكون من عشرة طوابق، حيث أن المجمع يحتوي على محال تجارية و مكاتب.

وهذا المبنى تم تصميمه إنشائيا باعتماد أحمال الكود الأردني واعتماد الكود الأمريكي في تصميم الخرسانة، حيث يحتوي المشروع على التحليل الإنشائي لعناصر المبنى وتصميمها، ويحوي أيضا" المخططات الإنشائية اللازمة لتنفيذ المبنى.

The Structural Design of Commercial Center

Project Team

Osama F. Alganazreh Mohammad S.Abu Shkhadem

Palestine Polytechnic University – 2006

Supervisor:
Dr. Maher Amro

Abstract

The main aim of the project is to design the structural members of a mole in Hebron city, and to prepare the structural workshop drawings of the designed members.

The mall center consists of 10 floors that will be used as offices and commercial stores.

The structural design is based on the Jordanian code for load, and ACI code.

The structural design composed of analysis and design of all the structural members such as slabs, columns, beams, stairs, wall, foundations, …etc. and all of the drawing and details needed to complete the project.

References

١. كودات البناء الوطني الأردني، كودة الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، ١٩٩٠م.

٢. بلدية الخليل (قسم العمارة)، تصميم مجمع تجاري، الخليل، فلسطين، ٢٠٠٤.

3. BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE (ACI 318M-99) AND COMMENTARY CODE (ACI 318M-99).

4. Reinforced Concrete Design, Chu-Kia Wang , Charles G. Salmon , 6^{th} Edition, 1997 .