

الباب الأول

1.0 مقدمة

1.1 مقدمة:-

تعتبر هندسة الأساسات من أهم العلوم الهندسية، حيث يعتبر الأساس هو الجزء من المنشأة الذي يقع علي كاهله كافة الحمولات العلوية للمنشأة والذي بدوره يقوم بسند تلك الحمولات إلي التربة التي تضمن الاستقرار والأمان الكافي للمنشأة .

بالرغم من ان علم الأساسات من العلوم الحديثة التي ظهرت في نهاية الربع الأول من القرن العشرين إلا ان استخداماته ومبادئه أحس الإنسان القديم بها وتناولها في مبانيه منذ القدم . كما يعتبر تصميم الأساسات دراسة متكاملة للتربة بالإضافة إلي الدراسة الانشائية والتصميمية نسبة للعلاقة الوثيقة بين طبيعة التربة ونوع المنشأة من جهة وبين تصميم الأساس واختيار الأبعاد المناسبة من جهة أخرى .

ان التربة من اهم العناصر فى الاعمال الانشائية وعليه من المهم جدا دراستها ومعرفة خواصها قبل البدء فى الانشاء .

1-2 أهداف البحث:-

يهدف البحث الي إيجاد مخططات تساعد في تصميم القواعد الخرسانية المفردة .

1-3 منهجية البحث:-

تم افتراض أحمال مختلفة وتغير قدرة تحمل التربة (B.C) مع إجهاد الخرسانة (Fcu) وإجهاد الخضوع للحديد (Fy) ومن ثم تم تصميم الأساسات يدوياً باستخدام (BS 8110).

1-4 وصف البحث:-

يتناول البحث خمسة أبواب ، الباب الأول يحتوي علي مقدمة عامة وأهداف البحث ومنهجية البحث ، الباب الثاني يتناول خلفية علمية عن الأساسات ، الباب الثالث يحتوي علي نماذج مختلفة من تصميم القواعد الخرسانية المفردة ، الباب الرابع يحتوي علي النتائج وتحليلها ، الباب الخامس يحتوي علي الخلاصة والتوصيات

الباب الثاني الخلفية العلمية

2-1 تعريف الأساس :-

هو الجزء السفلي من المنشأة المتصل بالأرض ،والأساس هو العنصر الإنشائي الذي ينقل أحمال المنشأ سواء كانت حيه أو ميتة أو غيرها بطريقه آمنه إلي ترابه الأرض، وعامه تنفذ الأساسات أسفل مستوي سطح الأرض وان كانت قد تمتد إلي اعلي سطح الأرض ، والأساسات عند تصميمها وتنفيذها يجب أن تحقق الاغراض الآتية :-

- 1- تتحمل بأمان وزن المنشأ والأحمال الاخري المعرض لها المنشأ مثل أحمال الرياح والزلازل أو اى أحمال أخرى تحدد حسب نوع المنشأ واستخداماته.
- 2- توزيع ونقل جميع الأحمال الواصلة للأساسات إلي مساحه اكبر من التربة تحت الأساس وبما لايسبب اجهادات علي التربة اكبر من قدرة التحمل هذه التربة.
- 3- مقاومة الهبوط النسبي (الزمني)المتفاوت لأجزاء المنشأة ومقاومه انتفاخ التربة.
- 4 - تحقيق الاتزان والاستقرار للمنشأ ضد أي تأثير خارجي مثل الرياح و الأمطار والزلازل و ضغط المياه و صدم الأمواج.
- 5- مقاومه تأثير المياه الجوفية اوالتاثيرات البيئية المحيطة بالأساسات.

2-2 أنواع الأساسات : (Type of Foundations)

تنقسم أنواع الأساسات بصفة عامة إلى نوعين أساسيين يحتوي كل منهما على عدة طرق للتأسيس حسب نوع التربة وحمل المبنى وهذين النوعين هما :-

2-2-1 الأساسات السطحية :-

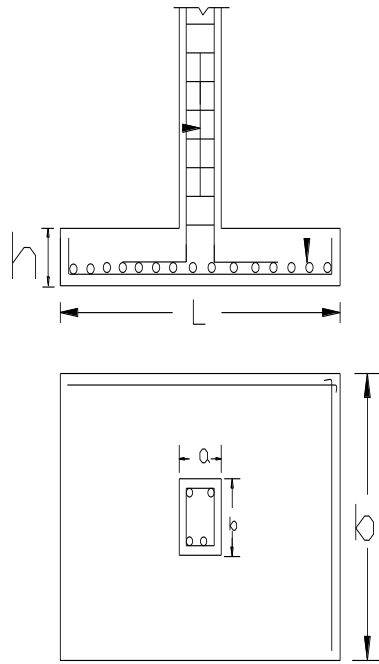
في هذا النوع يكون تأسيس الاساس على أعماق قريبة من سطح الأرض ويحدث ذلك بالطرق الآتية :

1. الأساسات المنفصلة .
- 2- الأساسات المشتركة.
- 3 - الأساسات الشريطية .

4-أساسات (اللبشة) أو الحصيرة .

والأساسات السطحية تمثل الجزء الأكثر استخداما والأسهل تنفيذا والأكثر اقتصادا .

1-1-2-2 الأساسات المنفصلة :-



شكل(1) أساس منفصل

ويستعمل هذا النوع من الأساسات عند إنشاء المباني الهيكلية وتعتمد نظريتها على نقل أحمال المبنى عن طريق الكمرات إلى نقط ارتكاز المبنى التي تتمثل في الأعمدة حيث ينتقل الحمل من كل عمود إلى القاعدة أسفله وقد ترتبط هذه الأعمدة والقواعد بواسطة السمات أو الأبيام . وتكون مربعة الشكل او مستطيلة الشكل .

2-1-2-2 الأساسات المشتركة :-

ويستعمل هذا النوع عند زيادة الأحمال في بعض أجزاء المبنى لدرجة تستدعي كبر حجم القاعدة ،أو لدرجة قربها الشديد من قاعدة أخرى مما يستدعي ضم القاعدتين في قاعدة واحدة (تداخل قاعدتين)،او تقارب قاعدتين لبعضهما .

3-1-2-2- الأساسات الشريطية :-

وقد تسمى أساسات مستمرة ويستعمل هذا النوع من الأساسات عند إنشاء المباني ذات الحوائط الحاملة وتتم عن طريق حفر خندق في الأرض لكل حائط من حوائط المبنى وتعتمد نظرية هذا النوع من التأسيس على انتقال أحمال المبنى إلى التربة عن طريق الحوائط وبالتالي يلزم استمرار الأساس تحت أسفل الحوائط بالكامل يحقق انتشار الأحمال على أكبر مساحة ممكنة من الأرض .

4-1-2-2- أساسات (اللبشة) أو الحصيرة :-

تستخدم هذه الطريقة لنقل أحمال المباني الهيكلية لتوزيع متساوي على كامل مسطح الأرض تحت المبنى حيث تستخدم في الأراضي الضعيفة التي لا تتحمل تركيز الأحمال في مسطح القواعد المنفصلة كما في النظام السابق , ويشترط في هذا النوع من التأسيس أن يكون جهد التربة متجانس تماماً تحت مسطح المبنى بالكامل كما يتطلب الأمر بتوزيع الأعمدة في المبنى بطريقة تضمن توزيع الأحمال بالتساوي على مسطح اللبشة ومنها إلى الأرض .

2-2-2- الأساسات العميقة :-

ويتم اللجوء إليها عندما يتعذر الحصول على طبقة صالحة لتأسيس بالقرب من سطح الأرض لذلك نلجأ إلى اختراق التربة إلى أعماق كبيرة للحصول على السطح الصالح للتأسيس ويتم ذلك بالطرق الآتية :-

1. أساسات خازوقيه .

2. أساسات القيسونات .

وتستخدم الاساسات العميقة فى الحالات الآتية :-

- حينما تكون طبقات التربة ضعيفة لدرجة لا تسمح بتحمل الاجهادات المنقولة اليها من الأساسات .
- حينما تكون الطبقات السطحية على قاع البحر وفى الأنهار .
- حينما تكون احمال المنشاء كبيرة بدرجة لا تكفى معها استخدام الاساسات السطحية على كامل موقع المنشاء .
- حينما تتواجد احمال جانبية كبيرة مؤثرة على المنشاء مما يستلزم تنفيذ نظام انشائى للاساسات مثل استخدام الخوازيق المائلة .

1-2-2-2-1 أساسات خازوقيه :-

وتنقسم الخوازيق إلى نوعين رئيسيين هما:-

(1) خوازيق الارتكاز:-

وتعتمد على نظرية نقل أحمال المبنى إلى أعماق كبيرة تتراوح بين 8متر إلى 25متر تحت سطح الأرض حسب عمق السطح المناسب للتأسيس وتستعمل للمباني الهيكلية ذات الأحمال الكبيرة.

(2) خوازيق الاحتكاك:-

وتعتمد على تحمل التربة المحيطة بالخازوق للأحمال الناتجة عن المبنى بالاحتكاك المباشر بينه وبين التربة المحيطة وتنقسم الخوازيق من ناحية المواد المستعملة إلى أنواع كثيرة نذكر منها مايلي:-

- الخوازيق الخشبية:

وتستعمل للأراضي الطينية الرخوة وقد تستعمل الخوازيق الطويلة منها للأرض الرملية ويراعى عند استخدام هذا النوع من الخوازيق أن يكون الخشب المستخدم خالي من العيوب ومقاوم للمؤثرات المتعرض لها ويفضل استعمال الخشب نظراً لمقاومته للرطوبة والمياه كما يجب أن توضع هذه الخوازيق بأكملها تحت منسوب المياه الجوفية بعد دهانها بمادة البتيومين أو القطران أو حقنها بمادة الكير وزويت حتى تقاوم التعفن والتآكل وفي حالة خوازيق الدق الطويلة يجب أن تجهز بكعب مدبب عند أسفله وطوق حول رأس

ويكون من مادة الحديد حتى تعطى الخازوق قوة اختراق أثناء الدق .

• الخوازيق الحديدية:

تستعمل هذه الخوازيق في التربة ذات الكثافة العالية والأحمال الكبيرة لسهولة اختراق هذه الخوازيق لها ويعمل هذا النوع إما من كمره من الحديد أو ماسورة تملأ بالخرسانة وفي بعض الحالات ندهن سطح هذه الخوازيق المعرضة للتربة وجهين على الأقل بالبتيومين أو القطران أو بطلائها لحمايتها من الصدأ . كما قد تستخدم طريقة الكافور لمقاومة تأثير الكهرومغناطيسية في التربة للحد من زيادة الحموضة والرطوبة فيها وذلك لمنع الصدأ في هذه الخوازيق كمثل التي تستعمل في خوازيق المصاعد الهيدروليكية أو عند استعمالها في الأساسات الخاصة لمباني ناطحات السحاب . وقد يزيد سمك الخازوق في بعض الحالات لتعويض ما ينتظر منه من التآكل نتيجة الصدأ وخلافة.

• الخوازيق المركبة:

ويتكون هذا النوع من الخوازيق من مادتين مختلفتين مثل دق خازوق خشبي في الأرض حتى سطح التأسيس ثم عمل خازوق حرساني فوقه يصل إلى سطح الوسادة. ويعتبر استعمال الخازوق الخشبي تحت منسوب المياه الجوفية يعطي حياة أطول للخشب أما استعمال الخرسانة فوق المياه الجوفية يعطي توفير في الأساسات

• الخوازيق الخرسانية:

هناك أنواع كثيرة من الخوازيق تعتمد على طريقة الدق للوصول إلى الطبقة الصالحة للتأسيس وهذه الطرق مسجلة بأسماء الشركات المنفذة لها ولكل منها شروط ومواصفات خاصة. وعلى المهندس المسئول عن الأساسات أن يذكر أسم الخازوق المراد استعماله للمبنى ومراكز الأحمال ومقدارها على أرض التحميل . وذلك تأخذ الشركات مسئولية عمل تصميم وتنفيذ الأساسات التي يعتمدها مهندس المشروع . وتنقسم الخوازيق الخرسانية تبعاً لذلك إلى الأنواع الآتية:

(1) خوازيق الخرسانة المسلحة سابقة الصب:

وهذا النوع شائع الاستعمال وتختلف قطاعاتها من 30×30 سم إلى 50×50 سم وتصب في فرم من الخشب أو الحديد وتستعمل الهزازات لدمك الخرسانة ... وحديد تسليحها لا يقل عن 1.5% من مساحة

قطاع الخازوق. ولمقاومة جهد الدق يجب أن تتقارب الكانات عند رأس الخازوق ولا يدق الخازوق قبل 28 يوم من صبه.

(2) خوازيق الخرسانة المصبوبة في موقعها:

تعمل هذه الخوازيق في مكانها عن طريق ثقب الأرض بالقطر والعمق المطلوبين ثم يملأ هذا الثقب بالخرسانة المسلحة .

2-2-2-2 أساسات القيسونات:-

وتستعمل هذه الأساسات في الكباري أو الأعمال البحرية أو المجاري المائية وقطرها أكبر من الأساسات الخازوقية وتتحمل أحمال أكبر منها.

2-3 معنى تصميم هو إيجاد المعلومات والبيانات التالية :-

- عمق ومنسوب التأسيس .
- مساحة الأساس وشكله وإبعاده من حيث الطول والعرض .
- عمق أو سمك الأساس الكلي وبالتالي تحديد سمك الغطاء الخرساني .
- حديد التسليح اللازم والمطلوب للأساس وكيفية توزيعه وأقطاره

2-4 العوامل الواجب مراعاتها عند تصميم الأساسات :-

- الأحمال المؤثرة على الأساسات .
- قدرة تحمل تربة التأسيس .
- التغيرات الجوية التي تطرأ على ارض التأسيس .
- حجم ومتانة الأساس لتوزيع الحمل على التربة توزيعاً منتظماً .

2-5 خطوات تصميم القواعد الخرسانية المفردة :-

• حساب حمل التشغيل .

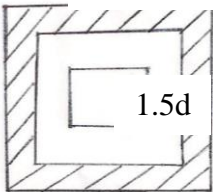
• حساب حمل الحدي

• افتراض قيمة مناسبة للسمك (h) والعمق الفعال (d) ،

اختبار القص عند وجه العمود و يجب ان يكون اقل من 5N/mm^2 أو $0.8\sqrt{f_{cu}}$

• اختبار القص علي بعد $1.5d$ من وجه العمود .

• حساب حديد التسليح المطلوب لمقاومة عزم الانحناء .

Input	Calculate	Output
	<p> $B.C=150\text{KN/m}^2$ $F_{cu}=30\text{N/mm}^2$ $F_y=460\text{N/mm}^2$ $LOAD=2100\text{KN}$ $P=D.L+L.L$ assume $D.L=3L.L$ $P=3L.L+L.L$ $L.L=2100/4= 525\text{KN}$ $D.L=3L.L=3\times 525= 1575\text{KN}$ Assume the footing weight=150KN FOR THE SERVICEABILITY LIMIT STATE: Total design axial load=$1.0D.L+1.0L$ $=1575+525+150=2250\text{KN}$ Area of foundation=$PW/B.C$ $2250/150=15\text{m}^2$ FOR THE ULTIMATE LIMITS STATE: Design load $=1.4D.L+1.6L.L=$ $1.4(1575)+1.6(525)=3045\text{ KN}$ The actual bearing capacity of soil= F/A $=3045/15.2=200.3\text{KN/m}^2$ Thickness of footing $H=550\text{mm}$, cover(c)=50mm , $\phi=20\text{mm}$ $d=h-c- \phi- \phi/2=550-50-20-20/2= 470\text{mm}$ SHEAR TEST: at the column face $V_c=N/\text{column perimeter} \times d$ Column perimeter $U=4\times 400=1600\text{mm}$ $V_c =3045\times 10^3/1600\times 47 < 0.8v_{fcu}$ </p> <p> PUNCHING SHEAR: </p> <p> Critical perimeter:  </p> <p> Column perimeter $+8\times 1.5\times 470+(4\times 400)=7240$ mm Area $=(400+3\times 470)^2 \times 10^{-6} =3.2\text{m}^2$ Punching shear $u=200.3\times (15.2-3.2)= 2403.6\text{KN}$ $V=v/\text{perimeter} \times d =2403.6\times 10^3/7240\times 470=$ $0.7\text{ N/mm}^2 < 0.8v_{fcu}$ BENDING REINFORCEMENT : at the column watch critical section: $W=B.C\times L =200.3\times 3.9=781.17\text{KN}$ </p>	<p> $A_p=$ (3.9×3.9) </p>

$$M = WL^2/2 = 781.17 (1.75)^2/2 = 1196.05 \text{KN.m}$$

$$M_u = 0.156 f_{cu} b d^2 = 0.156 \times 35 \times 3900 \times (470)^2 \times 10^{-6}$$

$$= 4122.598 \text{KN.m}$$

$$M_u > M$$

$$K = M/bd^2 f_{cu}$$

$$= 1196.05 \times 10^6 / 3900 (470)^2 \times 30 = 0.04 < 0.156$$

$$z/d = 0.5 + \sqrt{0.25 - k/0.9}$$

$$= 0.5 + \sqrt{0.25 - 0.04/0.9} = 0.95 < 0.95$$

$$z/d = 0.95 \quad .Z = d \times 0.95 = 470 \times 0.95 = 418 \text{mm}$$

$$A_s = M/0.95 \times F_y \times Z$$

$$A_s = 1196.05 \times 10^6 / 0.95 \times 460 \times 418 = 6547.7 \text{mm}^2$$

Provide = $\emptyset T25 @ 75 \text{mm c/c}$

$$A_s = 6550 \text{mm}^2$$

$$A_{s_m} = 0.13bh/100 = 0.13(3900) \times 550/100$$

$$= 2788.5 \text{mm}^2$$

$$V_c > V = 0.7$$

Final check of punching shear

$$100A_s/bd = 100 \times 6550 / 3900 \times 550 = 0.31$$

From the table (5.1)

$$F_{cu} = (f_{cu}/25)^{1/3} = 0.7$$

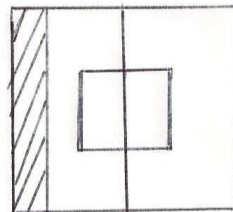
$$d = 470 \text{mm}$$

$$V = 200.3 \times 3.9 \times 1.28 = 999.9 \text{kn}$$

$$V = v/bd = 99.9 \times 10^3 / 3900 \times 470$$

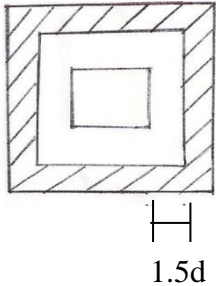
$$= 0.55 \text{N/mm} < V \text{ الجدوليه}$$

1.75



3.9

From
table
5.1

Input	Calculate	Output
	<p> B.C=150KN/m² F_{CU}=30N/mm² F_Y=460N/mm² LOAD=2700KN P=D.L+L.L assume D.L=3L.L P=3L.L+L.L L.L=2700/4= 675KN D.L=3L.L=3×675= 2025KN Assume the footing weight=150KN FOR THE SERVICEABILITY LIMIT STATE: Total design axial load=1.0D.L+1.0L.L =2025+675+150=2850K Area of foundation=PW/B.C 2850/150=19m² FOR THE ULTIMATE LIMITS STATE: Design load =1.4D.L+1.6L.L = 1.4(2025)+1.6(675)=3915 KN The actual bearing capacity of soil= F/A =3915/19.36=202.2KN/m² Thickness of footing H=630mm , cover(c)=50mm ,Ø=20mm d=h-c- Ø- Ø/2=630-50-20-20/2= 550mm SHEAR TEST: at the column face V_c=N/column perimeter ×d Column perimeter u=4×400=1600mm V_c =3915×10³/1600×550 < 0.8√f_{cu} =4.4N/mm² PUNCHING SHEAR: </p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div data-bbox="256 1646 355 1783" style="border: 1px solid black; width: 60px; height: 60px;"></div> <div data-bbox="746 1599 962 1883" style="text-align: center;">  </div> </div> <p> Critical perimeter: Column perimeter+8×1.5+550(4×400)=8200 mm Area =(400+3×550)² ×10⁻⁶ = 4.2m² Punching shear u=202.2× (19.36-4.2)= 3065.4KN V=v/perimeter ×d </p>	<p> A_p= (4.4×4.4) </p>

$=3065.4 \times 10^3 \times 8200 \times 550 = 0.7 \text{ N/mm}^2 < 0.8 \sqrt{f_{cu}}$
BENDING REINFORCEMENT : at the column
 watch critical section

$$W = B.C \times L = 202.22 \times 4.4 = 889.8 \text{ KN}$$

$$M = WL^2/2 = 889.8 (2)^2/2 = 1779.6 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 0.156 f_{cu} b d^2 = 0.156 \times 30 \times 440 \times (550)^2 \times 10^{-6} = 0.229 \text{ KN.m}$$

$$M_u > M$$

$$K = M/bd^2 f_{cu}$$

$$= 1779.6 \times 10^6 / 4400 (550)^2 \times 30 = 0.044 < 0.156$$

$$z/d = 0.5 + \sqrt{0.25 - k/0.9} = 0.5 + \sqrt{0.25 - 0.044/0.9}$$

$$= 0.95 < 0.95$$

$$z/d = 0.95 \quad .Z = d \times 0.95 = 550 \times 0.95 = 522.5 \text{ mm}$$

$$A_s = M/0.95 \times F_y \times Z$$

$$A_s = 1779.6 \times 10^6 / 0.95 \times 460 \times 522.5 = 7370.7 \text{ mm}^2$$

Provide = $\emptyset T40 @ 165 \text{ mm c/c}$

$$A_s = 7540 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_m} = 0.13bh/100 = 0.13(4400) \times 630/100$$

$$= 3603.6 \text{ mm}^2$$

$$V_c > V = 0.7$$

Final check of punching shear

$$100A_s/bd = 100 \times 7540 / 4400 \times 630 = 0.27$$

From the table (5.1)

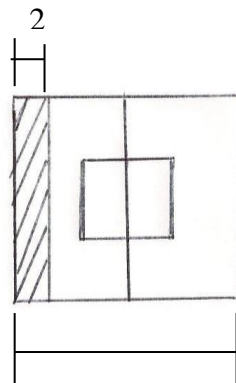
$$F_{cu} = (f_{cu}/251/3 = 0.7)$$

$$d = 550 \text{ mm}$$

$$V = 200.3 \times 4.4 \times 1.28 = 1128.1 \text{ KN}$$

$$V = v/bd = 112.8 \times 10^3 / 4400 \times 550$$

$$= 0.5 \text{ N/mm}^2 < V \text{ الجدوليه}$$



4.4

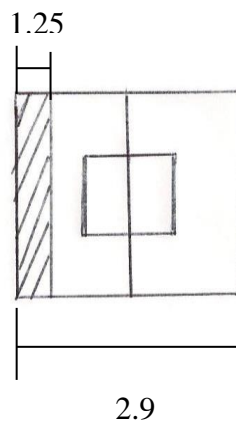
From
table
5.1

Input	Calculate	Output
	<p>B.C=200KN/m²</p> <p>$F_{CU}=30N/mm^2$ $F_Y=460N/mm^2$ LOAD=1500KN $P=D.L+L.L$ assume $D.L=3L.L$ $P=3L.L+L.L$ $L.L=1500/4= 375KN$ $D.L=3L.L=3\times 375= 1125KN$ Assume the footing weight=150KN FOR THE SERVICEABILITY LIMIT STATE: Total design axial load=$1.0D.L+1.0L.L$ $=1125+375+150=1650KN$ Area of foundation=$PW/B.C$ $1650/200=8.41m^2$ FOR THE ULTIMATE LIMITS STATE: Design load =$1.4D.L+1.6L.L=$ $1.4(1125)+1.6(375)=2175 KN$ The actual bearing capacity of soil= F/A $=2175/8.41=258.6KN/m^2$ Thickness of footing $H=500mm$, cover(c)=50mm ,$\varnothing=20mm$ $d=h-c- \varnothing- \varnothing/2=500-50-20-20/2= 420mm$ SHEAR TEST: at the column face $V_c=N/column\ perimeter \times d$ Column perimeter $u=4\times 400=1600mm$ $V_c =2175\times 10^3/1600\times 420 < 0.8\sqrt{f_{cu}}$ $=3.24N/mm^2$ PUNCHING SHEAR:</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div data-bbox="256 1653 355 1787" style="border: 1px solid black; width: 60px; height: 60px;"></div> <div data-bbox="746 1603 962 1848"> </div> </div> <p>Critical perimeter: Column perimeter+$8\times 1.5+420(4\times 400)=6640 mm$ Area =$(400+3\times 420)^2 \times 10^{-6} =2.76m^2$ Punching shear $u=258.6\times (8.41-2.76)= 1461.1KN$</p>	<p>$A_p=$ (2.9×2.9)</p>

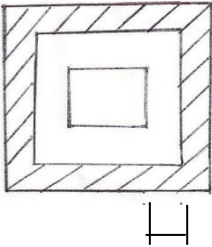
$V = v/\text{perimeter} \times d$
 $= 1461.1 \times 10^3 / 6640 \times 420 = 0.52 \text{ N/mm}^2 < 0.8 \sqrt{f_{cu}}$
BENDING REINFORCEMENT : at the column
 watch critical section
 $W = B.C \times L = 258.6 \times 2.9 = 749.9 \text{ KN}$
 $M = WL^2/2 = 749.9 (1.25)^2/2 = 585.9 \text{ KN.m}$
 $M_u = 0.156 f_{cu} b d^2 = 0.156 \times 35 \times 2900 \times (420)^2 \times 10^{-6}$
 $= 2394 \text{ KN.m}$
 $M_u > M$
 $K = M/bd^2 f_{cu}$
 $= 585.9 \times 10^6 / 2900 (420)^2 \times 30 = 0.038 < 0.156$
 $z/d = 0.5 + \sqrt{0.25 - k}/0.9 = 0.5 + \sqrt{0.25 - 0.038}/0.9$
 $= 0.95 < 0.95$
 $z/d = 0.95 \quad .Z = d \times 0.95 = 420 \times 0.95 = 339 \text{ mm}$
 $A_s = M/0.95 \times F_y \times Z$
 $A_s = 585.9 \times 10^6 / 0.95 \times 420 \times 339 = 3360 \text{ mm}^2$
 Provide: =
 $\emptyset T25 @ 140 \text{ mm c/c}$
 $A_s = 3440 \text{ mm}^2$

 $A_{s_m} = 0.13bh/100 = 0.13(2900) \times 500/100$
 $= 1885 \text{ mm}^2$
 $V_c > V = 0.7$
 Final check of punching shear
 $100A_s/bd = 100 \times 3440 / 2900 \times 420 = 0.28$
 From the table (5.1)
 $F_{cu} = (f_{cu}/251)/3 = 0.7$

 $d = 420 \text{ mm}$
 $V = 200.3 \times 2.9 \times 1.28 = 743.5 \text{ KN}$
 $V = v/bd = 74.4 \times 10^3 / 2900 \times 420$
 $= 0.6 \text{ N/mm}^2 < V$ الجدوليه



From
table
5.1

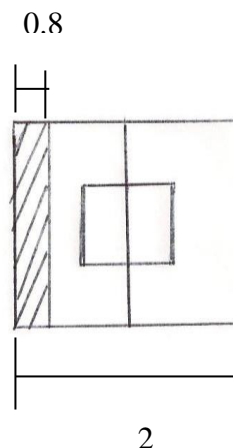
Input	Calculate	Output
<p>Ap= (2×2)</p>	<p>B.C=200KN/m²</p> <p>$F_{CU}=30\text{N/mm}^2$ $F_Y=250\text{N/mm}^2$ LOAD=600KN $P=D.L+L.L$ assume $D.L=3L.L$ $P=3L.L+L.L$ $L.L=600/4=150\text{KN}$ $D.L=3L.L=3\times 150=450\text{KN}$ Assume the footing weight=150KN FOR THE SERVICEABILITY LIMIT STATE: Total design axial load=$1.0D.L+1.0L.L$ $=450+150+150=750\text{KN}$ Area of foundation=$PW/B.C$ $750/200=3.8\text{m}^2$ FOR THE ULTIMATE LIMITS STATE: Design load =$1.4D.L+1.6L.L=$ $1.4(450)+1.6(150)=870\text{KN}$ The actual bearing capacity of soil= F/A $=870/3.8=235\text{KN/m}^2$ Thickness of footing $H=400\text{mm}$, cover(c)=50mm ,$\phi=20\text{mm}$ $d=h-c-\phi-\phi/2=400-50-20-20/2=320\text{mm}$ SHEAR TEST: at the column face $V_c=N/\text{column perimeter} \times d$ Column perimeter $u=4\times 400=1600\text{mm}$ $V_c=870\times 10^3/1600\times 320 < 0.8\sqrt{f_{cu}}$ $=1.7\text{N/mm}^2$ PUNCHING SHEAR:</p> <div style="text-align: center;">  </div> <p>Critical perimeter: Column perimeter+$8\times 1.5+320(4\times 400)=5440\text{mm}$ Area =$(400+3\times 320)^2 \times 10^{-6} =1.85\text{m}^2$ Punching shear $u=253\times (3.8-1.85)=4430.75\text{KN}$ $V=v/\text{perimeter} \times d$</p>	

$=4430.75 \times 10^3 \times 5440 \times 320 = 0.2 \text{ N/mm}^2 < 0.8 \sqrt{f_{cu}}$
BENDING REINFORCEMENT : at the column
 watch critical section
 $W = B.C \times L = 235 \times 2 = 470 \text{ KN}$
 $M = WL^2/2 = 470 (0.8)^2/2 = 150.4 \text{ KN.m}$
 $M_u = 0.156 f_{cu} b d^2 = 0.156 \times 25 \times 1900 \times (320)^2 \times 10^{-6}$
 $= 889 \text{ KN.m}$
 $M_u > M$
 $K = M/bd^2 f_{cu}$
 $= 150.4 \times 10^6 / 1900 (320)^2 \times 30 = 0.02 < 0.156$
 $z/d = 0.5 + \sqrt{0.25 - k/0.9} = 0.5 + \sqrt{0.25 - 0.02/0.9}$
 $= 0.95 < 0.95$
 $z/d = 0.95 \quad .Z = d \times 0.95 = 320 \times 0.95 = 304 \text{ mm}$

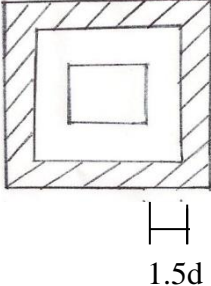
 $A_s = M/0.95 \times F_y \times Z$
 $A_s = 150.4 \times 10^6 / 0.95 \times 320 \times 304 = 1627.4 \text{ mm}^2$
 Provide = $\emptyset T16 @ 100 \text{ mm c/c}$
 $A_s = 1810 \text{ mm}^2$

 $A_{s_m} = 0.13bh/100 = 0.13(2000) \times 400/100$
 $= 1040 \text{ mm}^2$
 $V_c > V = 0.7$
 Final check of punching shear
 $100A_s/bd = 100 \times 1810 / 2000 \times 320 = 0.28$
 From the table (5.1)
 $F_{cu} = (f_{cu}/251/3 = 0.7)$

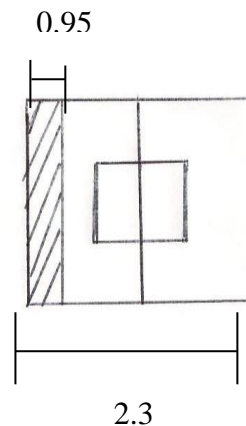
 $d = 320 \text{ mm}$
 $V = 200.3 \times 2 \times 1.28 = 512.8 \text{ KN}$
 $V = v/bd = 51.28 \times 10^3 / 2000 \times 320$
 $= 0.08 \text{ N/mm} < V$ الجدوليه



From
table
5.1

Output	Calculate	Input
<p>Ap= (2.3×2.3)</p>	<p>B.C=260KN/m²</p> <p>F_{CU}=35N/mm² F_Y=250N/mm² LOAD=1200KN P=D.L+L.L assume D.L=3L.L P=3L.L+L.L L.L=1200/4= 300KN D.L=3L.L=3×300= 900KN Assume the footing weight=150KN FOR THE SERVICEABILITY LIMIT STATE: Total design axial load=1.0D.L+1.0L.L =900+300+150=1350KN Area of foundation=PW/B.C 1350/260=5.2m² FOR THE ULTIMATE LIMITS STATE: Design load =1.4D.L+1.6L.L= 1.4(900)+1.6(300)=1740 KN The actual bearing capacity of soil= F/A =1740/5.2=328.9KN/m² Thickness of footing H=480mm , cover(c)=50mm ,Ø=20mm d=h-c- Ø- Ø/2=480-50-20-20/2= 400mm SHEAR TEST: at the column face V_c=N/column perimeter×d Column perimeter u=4×400=1600mm V_c =1740×10³/1600×400 < 0.8√f_{cu} =4.7N/mm² PUNCHING SHEAR:</p> <div style="text-align: center;">  <p style="text-align: center;">A + 3d</p> <p style="text-align: center;">1.5d</p> </div> <p>Critical perimeter: Column perimeter+8×1.5+400(4×400)=6640 mm Area =(400+3×400)² ×10⁻⁶ =2.56m² Punching shear u=328.9× (5.2-2.56)= 897.9KN</p>	

$V = v / \text{perimeter} \times d$
 $= 897.9 \times 10^3 / 6640 \times 400 = 0.35 \text{ N/mm}^2 < 0.8 \sqrt{f_{cu}}$
BENDING REINFORCEMENT : at the column
 watch critical section
 $W = B.C \times L = 328.9 \times 2.3 = 880.7 \text{ KN}$
 $M = WL^2/2 = 880.7 (0.95)^2/2 = 397.42 \text{ KN.m}$
 $M_u = 0.156 f_{cu} b d^2 = 0.156 \times 35 \times 2300 \times (400)^2 \times 10^{-6}$
 $= 2009.28 \text{ KN.m}$
 $M_u > M$
 $K = M / b d^2 f_{cu}$
 $= 397.42 \times 10^6 / 2300 (400)^2 \times 35 = 0.031 < 0.156$
 $z/d = 0.5 + \sqrt{0.25 - k} / 0.9 = 0.5 + \sqrt{0.25 - 0.031} / 0.9$
 $= 0.95 < 0.95$
 $z/d = 0.95 \quad .Z = d \times 0.95 = 400 \times 0.95 = 380 \text{ mm}$
 $A_s = M / 0.95 \times F_y \times Z$
 $A_s = 397.42 \times 10^6 / 0.95 \times 400 \times 380 = 4403.5 \text{ mm}^2$
 ØT25@100mm c/c
 $A_s = 4910 \text{ mm}^2$
 $A_{s_m} = 0.13 b h / 100 = 0.13 (2300) \times 480 / 100$
 $= 1435.2 \text{ mm}^2$
 $V_c > V = 0.7$
 Final check of punching shear
 $100 A_s / b d = 100 \times 4910 / 2300 \times 400 = 0.53$
 From the table (5.1)
 $F_{cu} = (f_{cu} / 251)^{1/3} = 0.7$
 $d = 470$
 $V = 200.3 \times 2.3 \times 1.28 = 589.7 \text{ KN}$
 $V = v / b d = 58.97 \times 10^3 / 2300 \times 400$
 $= 0.64 \text{ N/mm} < V$ الجدوليه



From
table
5.1

4-1 النتائج :

تم تصميم القواعد وذلك بتغيير قدرة تحمل التربة (150KN/mm^2 , 200 , 260) والمقاومة المميزة للخرسانة (35N/m , 30 , 25) وتم افتراض الأحمال (3000 KN , 2700 , 2400 , 2100 , 1800 , 1500 , 1200 , 900 , 600)

النتائج موضحة في جداول وتم رسمها في مخططات تبين العلاقة بين الحمل والسمك ومخططات أخرى تبين العلاقة بين الحمل ومساحة حديد التسليح وذلك باستخدام برنامج Office – Excel2003

4-1-1 جدول يوضح العلاقة بين سمك الخرسانة ومساحة حديد التسليح نتيجة تغيير الأحمال

BC=150KN/m ² $f_y=460N/mm^2$ $F_{cu}=25N/mm^2$		
Area (A)mm ²	Thickness(mm)	LOAD KN
1610	400	600
2450	450	900
3140	480	1200
4420	500	1500
5630	550	1800
6430	570	2100
7240	630	2400
7540	700	2700
8040	760	3000

4-1-2 جدول يوضح العلاقة بين سمك الخرسانة ومساحة حديد التسليح نتيجة تغيير الاحمال

BC=150KN/m ² $f_y=460N/mm^2$ $f_{cu}=30N/mm^2$		
Area (A)mm ²	Thickness(mm)	LOAD KN
1410	400	600
2200	450	900
3140	480	1200
4020	500	1500
5630	520	1800
6280	560	2100
7240	600	2400
8040	620	2700
8800	660	3000

4-1-3 جدول يوضح العلاقة بين سمك الخرسانة ومساحة حديد التسليح نتيجة تغيير الاحمال

BC=150KN/m ² $f_y = 460N/mm^2$ $f_{cu} = 35N/mm^2$		
Area (A)mm ²	Thickness(mm)	LOAD KN
1610	400	600
2450	450	900
3140	480	1200
4820	500	1500
5630	530	1800
6430	550	2100
7240	580	2400
8800	600	2700
10100	620	3000

4-1-4 جدول يوضح العلاقة بين سمك الخرسانة ومساحة حديد التسليح نتيجة تغيير الاحمال

BC=150KN/m ² $f_y = 250N/mm^2$ $f_{cu} = 25N/mm^2$		
Area (A)mm ²	Thickness(mm)	LOAD KN
2450	400	600
3930	450	900
5630	500	1200
7240	550	1500
10100	560	1800
11300	600	2100
12600	650	2400
12722	700	2700
13780	750	3000

4-1-5 جدول يوضح العلاقة بين سمك الخرسانة ومساحة حديد التسليح نتيجة تغيير الاحمال

BC=150KN/m ² $f_y=250N/mm^2$ $f_{cu}=30N/mm^2$		
Area (A)mm ²	Thickness(mm)	LOAD KN
2830	400	600
4020	450	900
5630	480	1200
8040	500	1500
8800	520	1800
11300	550	2100
12750	600	2400
13600	660	2700
14910	700	3000

4-1-6 جدول يوضح العلاقة بين سمك الخرسانة ومساحة حديد التسليح نتيجة تغيير الاحمال

BC=150KN/m ² $f_y=250N/mm^2$ $f_{cu}=35N/mm^2$		
Area (A)mm ²	Thickness(mm)	LOAD KN
4830	400	600
5630	420	900
6280	450	1200
8800	460	1500
10100	500	1800
11300	580	2100
12760	600	2400
14610	620	2700
15940	660	3000

4-1-7 جدول يوضح العلاقة بين سمك الخرسانة ومساحة حديد التسليح نتيجة تغيير الاحمال

BC=200KN/m ² $f_y=460N/mm^2$ $f_{cu}=25N/mm^2$		
Area (A)mm ²	Thickness(mm)	LOAD KN
1610	400	600
1810	450	900
2830	480	1200
3440	500	1500
4420	550	1800
4910	580	2100
5630	650	2400
6280	700	2700
7540	780	3000

4-1-8 جدول يوضح العلاقة بين سمك الخرسانة ومساحة حديد التسليح نتيجة تغيير الاحمال

BC=200KN/m ² $f_y=460N/mm^2$ $f_{cu}=30N/mm^2$		
Area (A)mm ²	Thickness(mm)	LOAD KN
1210	400	600
1610	450	900
2200	460	1200
3440	500	1500
4420	520	1800
4910	580	2100
5630	620	2400
6430	650	2700
7240	680	3000

4-1-9 جدول يوضح العلاقة بين سمك الخرسانة ومساحة حديد التسليح نتيجة تغيير الاحمال

BC=200KN/m ² $f_y=460\text{N/mm}^2$ $f_{cu}=35\text{N/mm}^2$		
Area (A)mm ²	Thickness(mm)	LOAD KN
1810	400	600
1910	450	900
2450	480	1200
3440	500	1500
4420	560	1800
4910	580	2100
5630	620	2400
6280	650	2700
7540	750	3000

4-1-10 جدول يوضح العلاقة بين سمك الخرسانة ومساحة حديد التسليح نتيجة تغيير الاحمال

BC=200KN/m ² $f_y=250\text{N/mm}^2$ $f_{cu}=25\text{N/mm}^2$		
Area (A)mm ²	Thickness(mm)	LOAD KN
1910	400	600
3930	420	900
4910	450	1200
6430	480	1500
7240	550	1800
8800	600	2100
10100	620	2400
11300	680	2700
12600	750	3000

4-1-11 جدول يوضح العلاقة بين سمك الخرسانة ومساحة حديد التسليح نتيجة تغيير الاحمال

BC=200KN/m ²		
$f_y=250N/mm^2$		$f_{cu}=30N/mm^2$
Area (A)mm ²	Thickness(mm)	LOAD KN
1810	400	600
3140	420	900
4910	460	1200
6430	500	1500
7240	520	1800
8800	580	2100
10100	620	2400
11300	640	2700
12600	650	3000

4-1-12 جدول يوضح العلاقة بين سمك الخرسانة ومساحة حديد التسليح نتيجة تغيير الاحمال

BC=200KN/m ²		
$f_{cu}=35N/mm^2$		$f_y=250N/mm^2$
Area (A)mm ²	Thickness(mm)	LOAD KN
1610	400	600
3140	420	900
4910	450	1200
7240	480	1500
7540	520	1800
8800	550	2100
10100	620	2400
11300	650	2700
12600	700	3000

4-1-13 جدول يوضح العلاقة بين سمك الخرسانة ومساحة حديد التسليح نتيجة تغيير الاحمال

BC=260KN/m ² $f_y = 460N/mm^2$ $f_{cu} = 25N/mm^2$		
Area (A)mm ²	Thickness(mm)	LOAD KN
884	400	600
1410	450	900
2200	480	1200
3140	500	1500
3440	550	1800
4420	580	2100
4830	630	2400
6280	700	2700
6430	780	3000

4-1-14 جدول يوضح العلاقة بين سمك الخرسانة ومساحة حديد التسليح نتيجة تغيير الاحمال

BC=260KN/m ² $f_y = 460N/mm^2$ $f_{cu} = 30N/mm^2$		
Area (A)mm ²	Thickness(mm)	LOAD KN
943	400	600
1570	470	900
2510	480	1200
2950	550	1500
3440	560	1800
4830	580	2100
5030	600	2400
6430	630	2700
7240	700	3000

4-1-15 جدول يوضح العلاقة بين سمك الخرسانة ومساحة حديد التسليح نتيجة تغيير الاحمال

BC=260KN/m ² $f_y=460N/mm^2$ $f_{cu}=35N/mm^2$		
Area (A)mm ²	Thickness(mm)	LOAD KN
943	400	600
1410	450	900
2510	480	1200
3140	500	1500
3440	550	1800
4420	580	2100
4910	600	2400
5630	650	2700
6280	700	3000

4-1-16 جدول يوضح العلاقة بين سمك الخرسانة ومساحة حديد التسليح نتيجة تغيير الاحمال

BC=260KN/m ² $f_y=250N/mm^2$ $f_{cu}=25N/mm^2$		
Area (A)mm ²	Thickness(mm)	LOAD KN
1610	400	600
2830	450	900
3930	500	1200
5630	520	1500
6430	550	1800
8040	580	2100
8800	600	2400
10100	650	2700

11300	760	3000
-------	-----	------

4-1-17 جدول يوضح العلاقة بين سمك الخرسانة ومساحة حديد التسليح نتيجة تغيير الاحمال

BC=260KN/m ² $f_y=250N/mm^2$ $f_{cu}=30N/mm$		
Area (A)mm ²	Thickness(mm)	LOAD KN
1610	400	600
2510	450	900
4420	480	1200
5630	500	1500
6430	550	1800
8040	580	2100
8800	620	2400
10100	650	2700
11300	720	3000

4-1-18 جدول يوضح العلاقة بين سمك الخرسانة ومساحة حديد التسليح نتيجة تغيير الاحمال

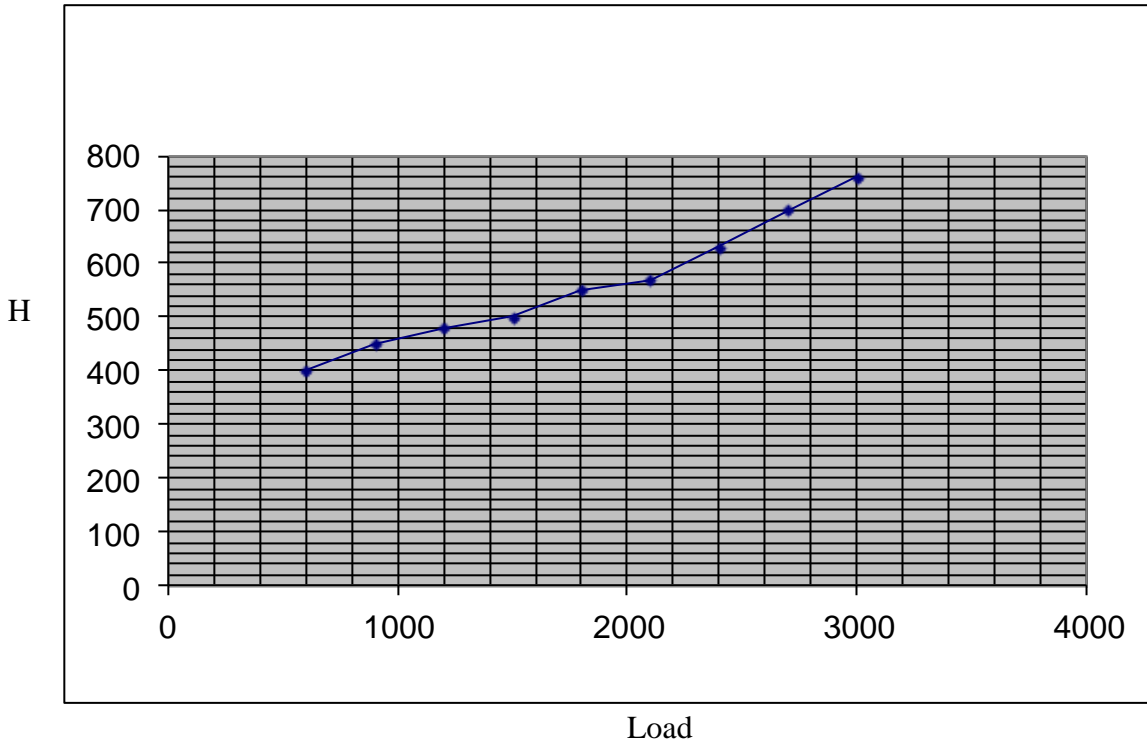
BC=260KN/m ² $f_y=250N/mm^2$ $f_{cu}=35N/mm^2$		
Area (A)mm ²	Thickness(mm)	LOAD KN
1610	400	600
2200	450	900
4910	480	1200
5630	500	1500
6430	550	1800
7540	620	2100
8040	650	2400
10100	680	2700

11300	700	3000
-------	-----	------

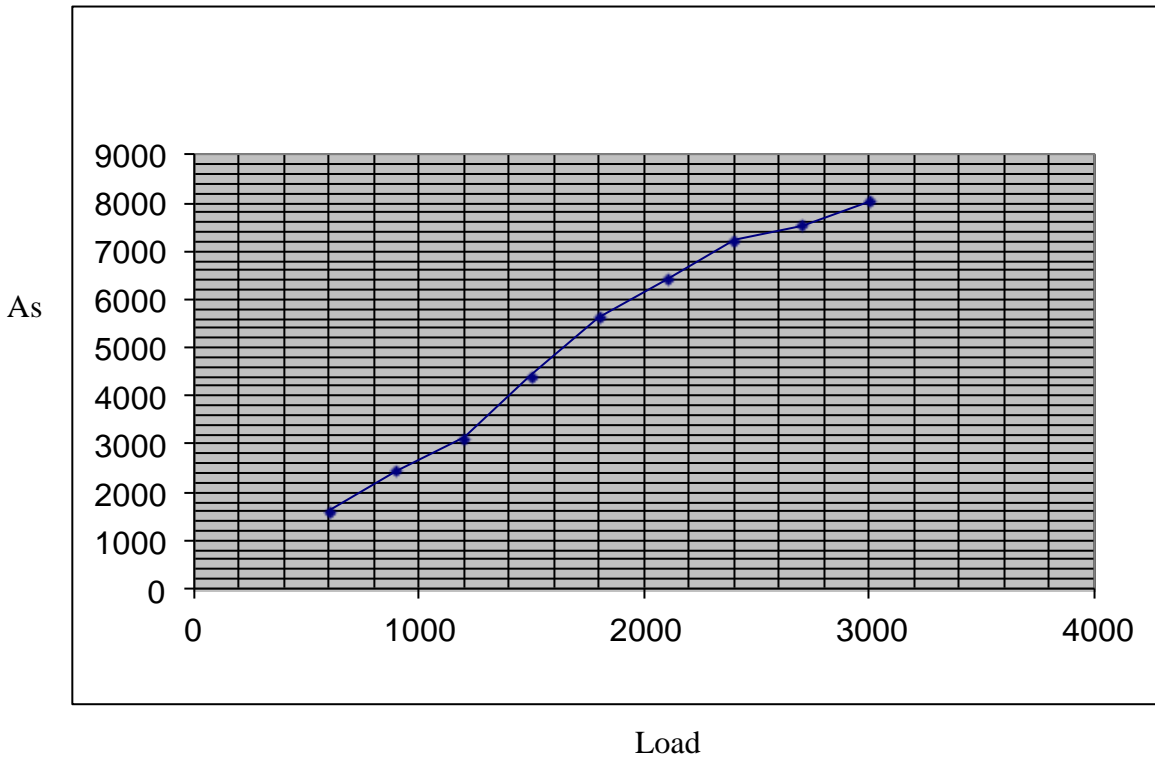
$f_{cu}=25N/mm^2$

$BC=150KN/m^2$

$f_y=460N/mm^2$



1 unit in X =200KN
1 unit in Y =20mm²

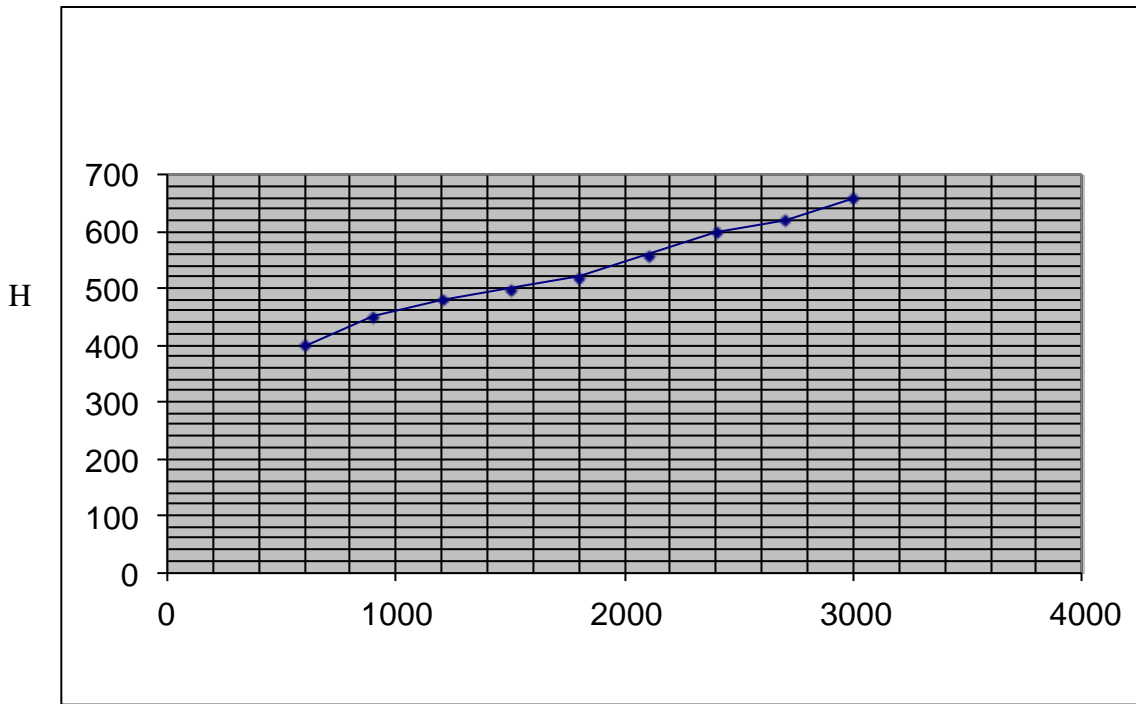


1 unit in X =200KN
1 unit in Y =200 mm²

$F_{cu}=30N/mm^2$

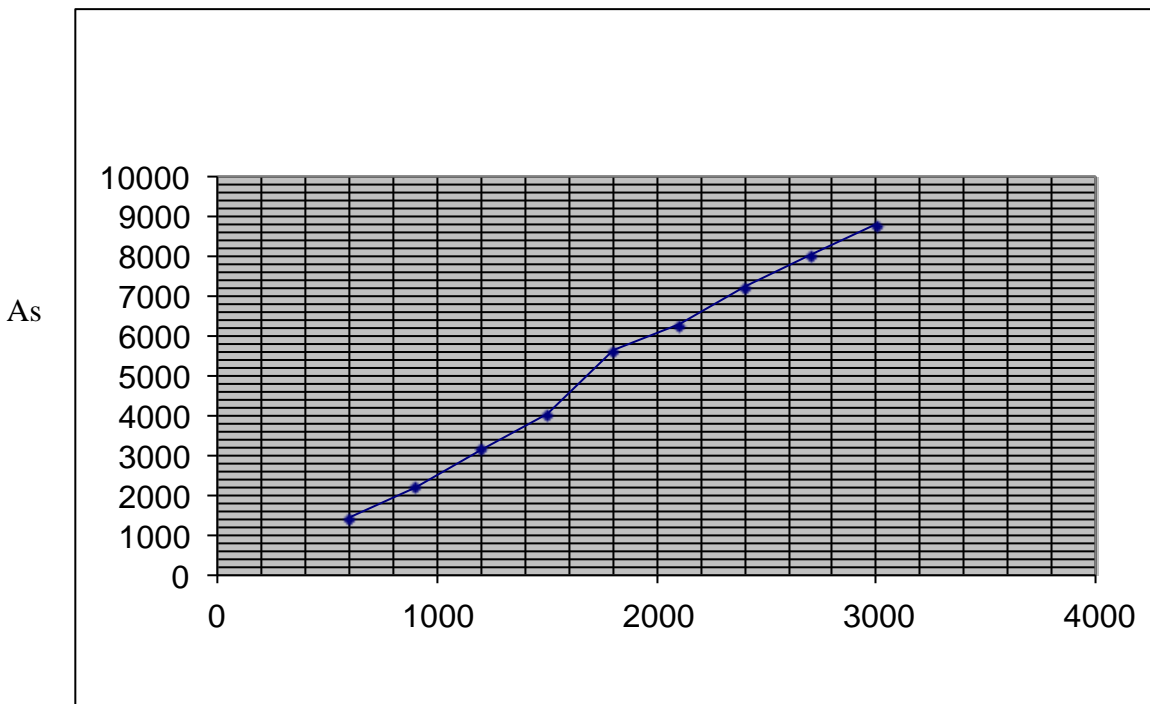
$BC=150KN/m^2$

$f_y=460N/mm^2$



Load

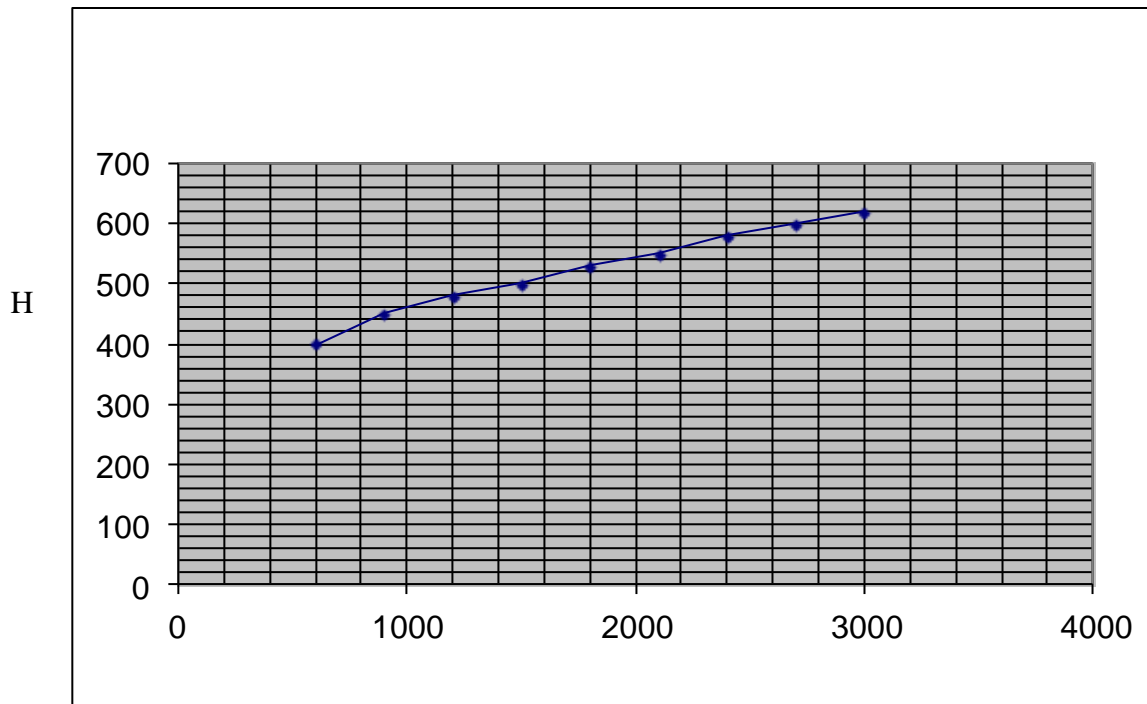
1 unit in X =200KN
1 unit in Y =20mm²



Load

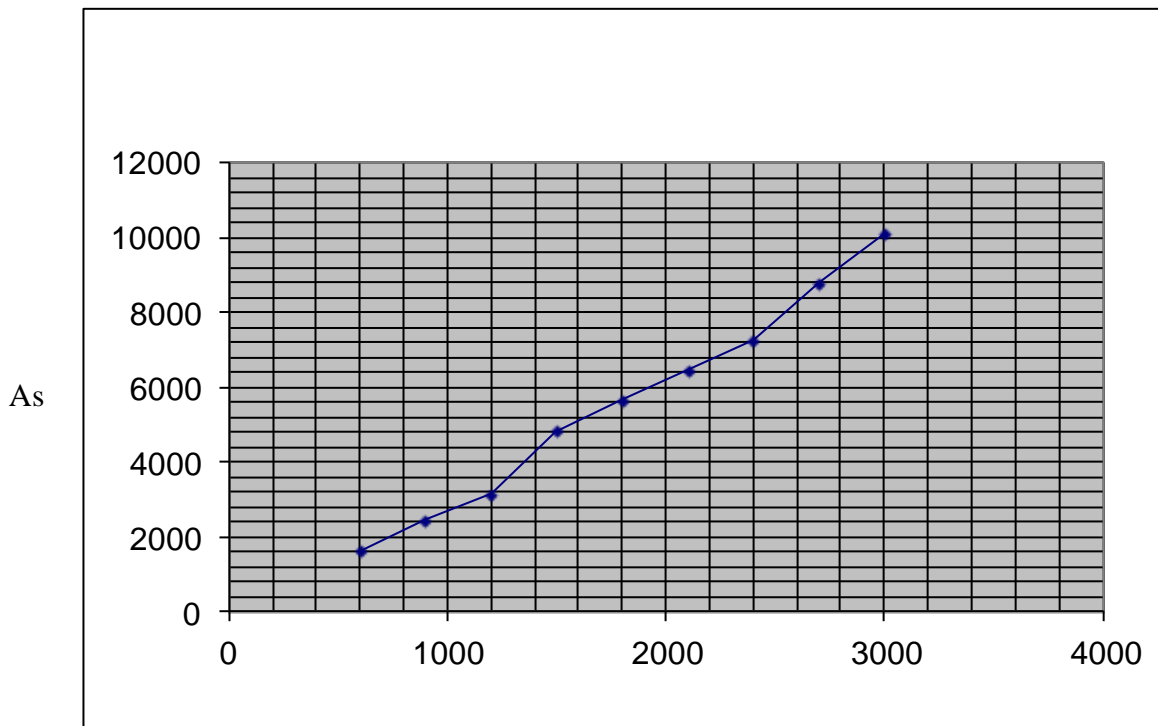
1 unit in X =200KN
1 unit in Y =200 mm²

$F_{cu}=35N/mm^2$ $BC=150KN/m^2$ $f_y=460N/mm^2$



Load

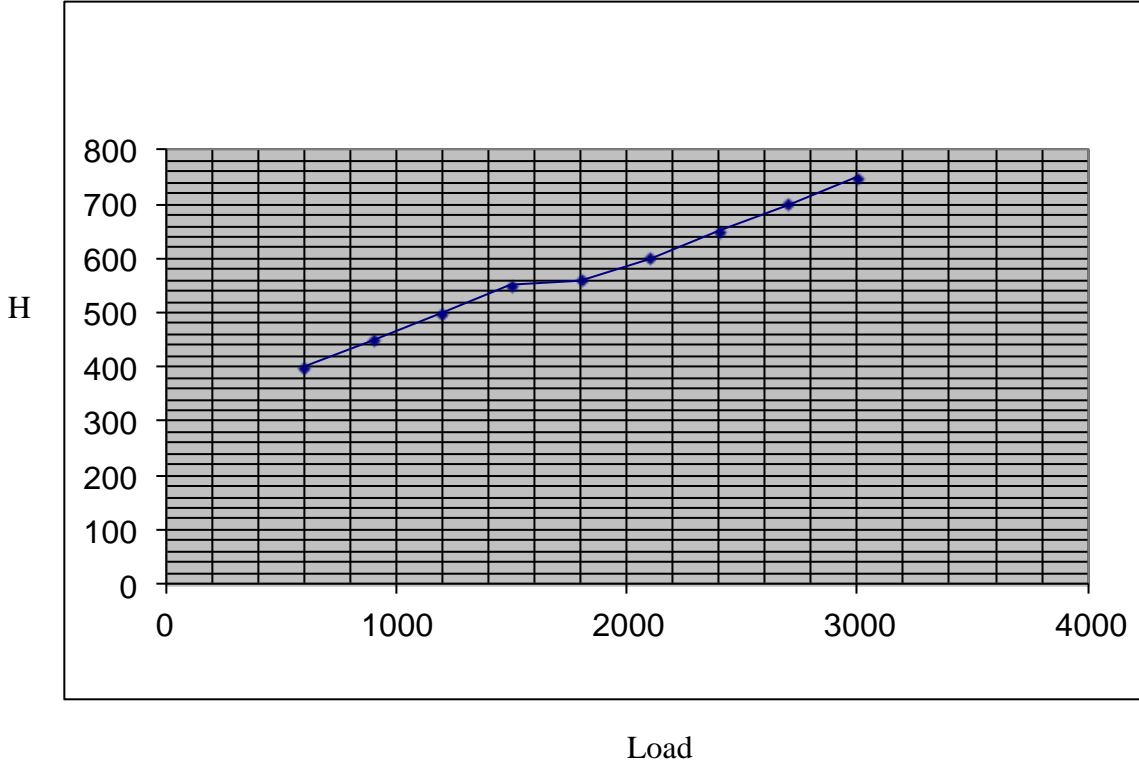
1 unit in X =200KN
1 unit in Y =20mm²



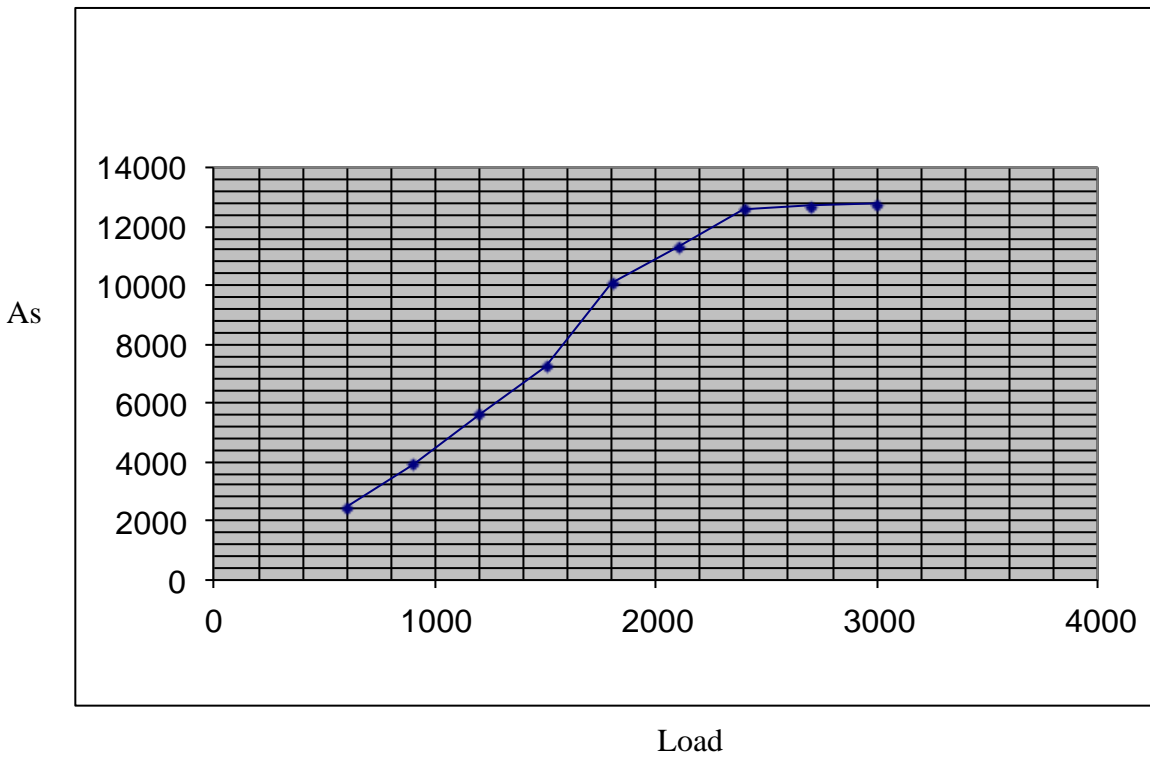
Load

1 unit in X =200KN
1 unit in Y =400 mm²

$f_{cu}=25N/mm^2$ $BC=150KN/m^2$ $f_y=250N/mm^2$



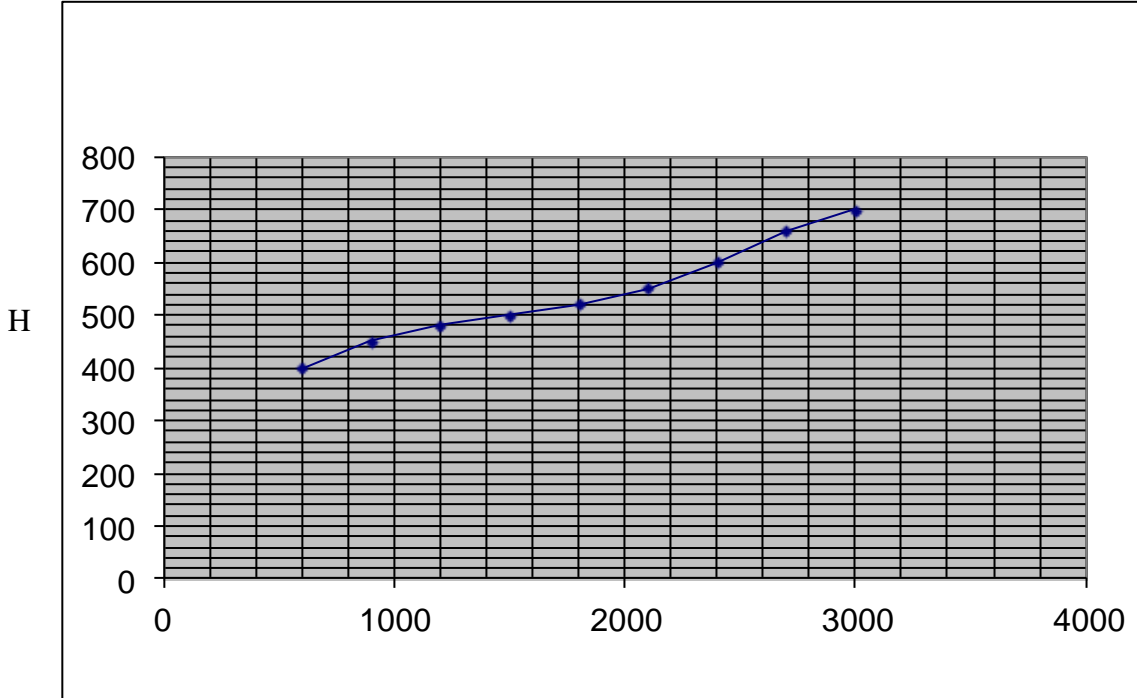
1 unit in X =100KN
1 unit in Y =20mm²



1 unit in X =200KN

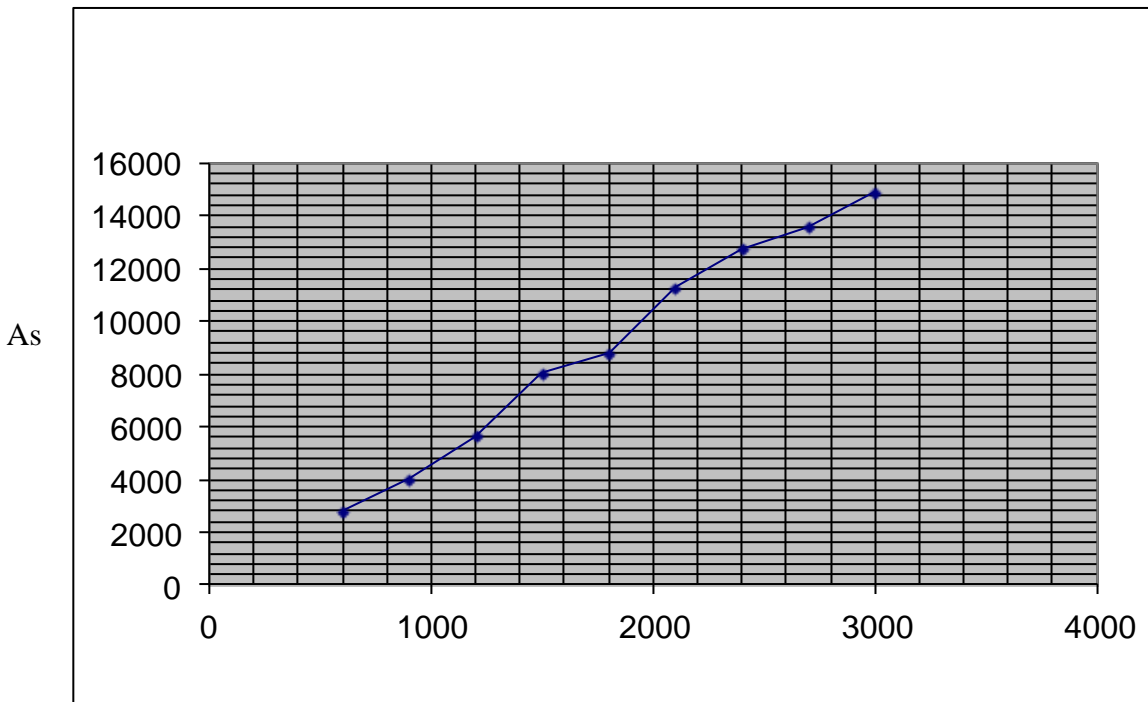
1 unit in Y = 400 mm²

$f_{cu}=30N/mm^2$ $BC=150KN/m^2$ $f_y=250N/mm^2$



Load

1 unit in X = 100KN
1 unit in Y = 20mm²



Load

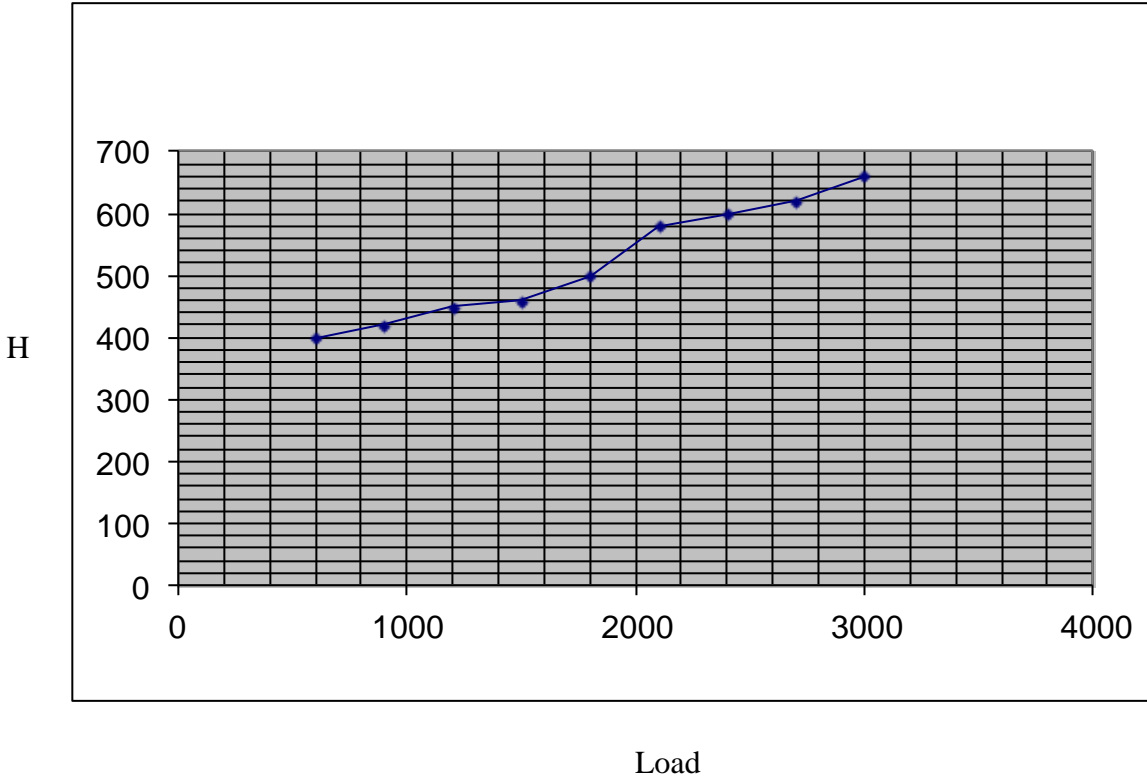
1 unit in X = 200KN

1 unit in Y =400 mm²

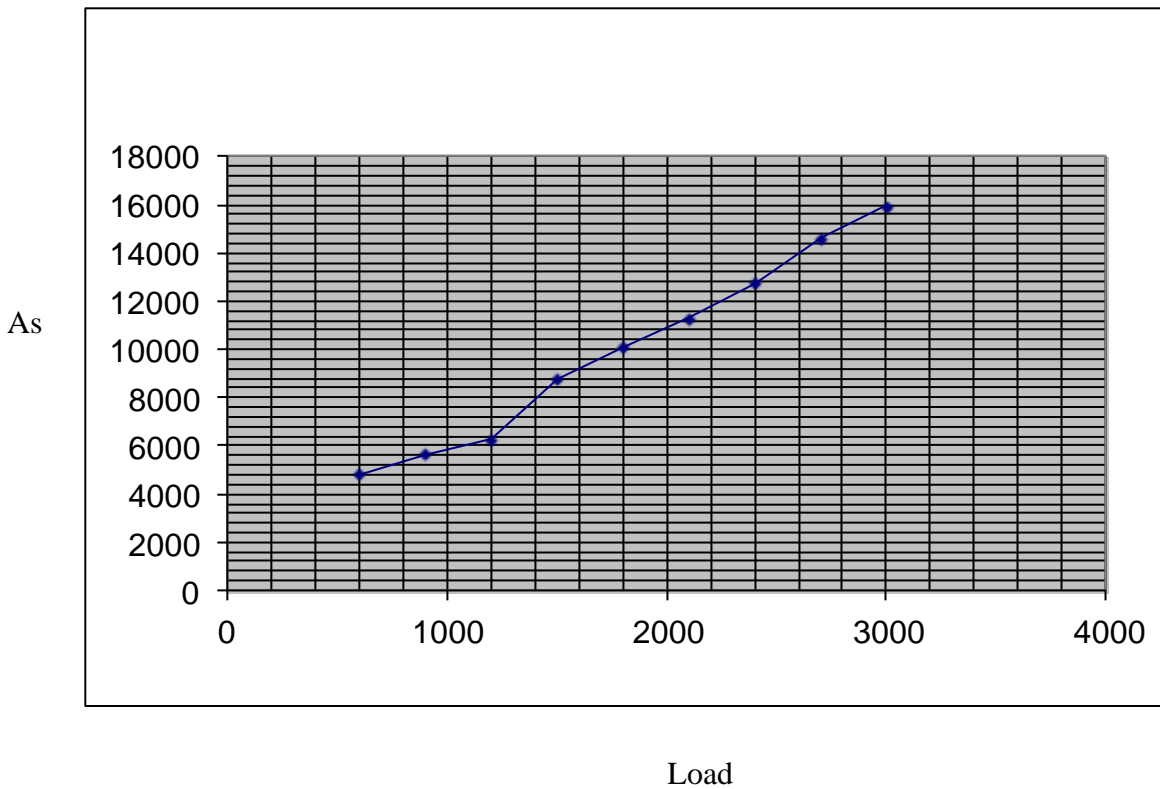
$f_{cu}=35N/mm^2$

BC=150KN/m²

$f_y=250N/mm^2$

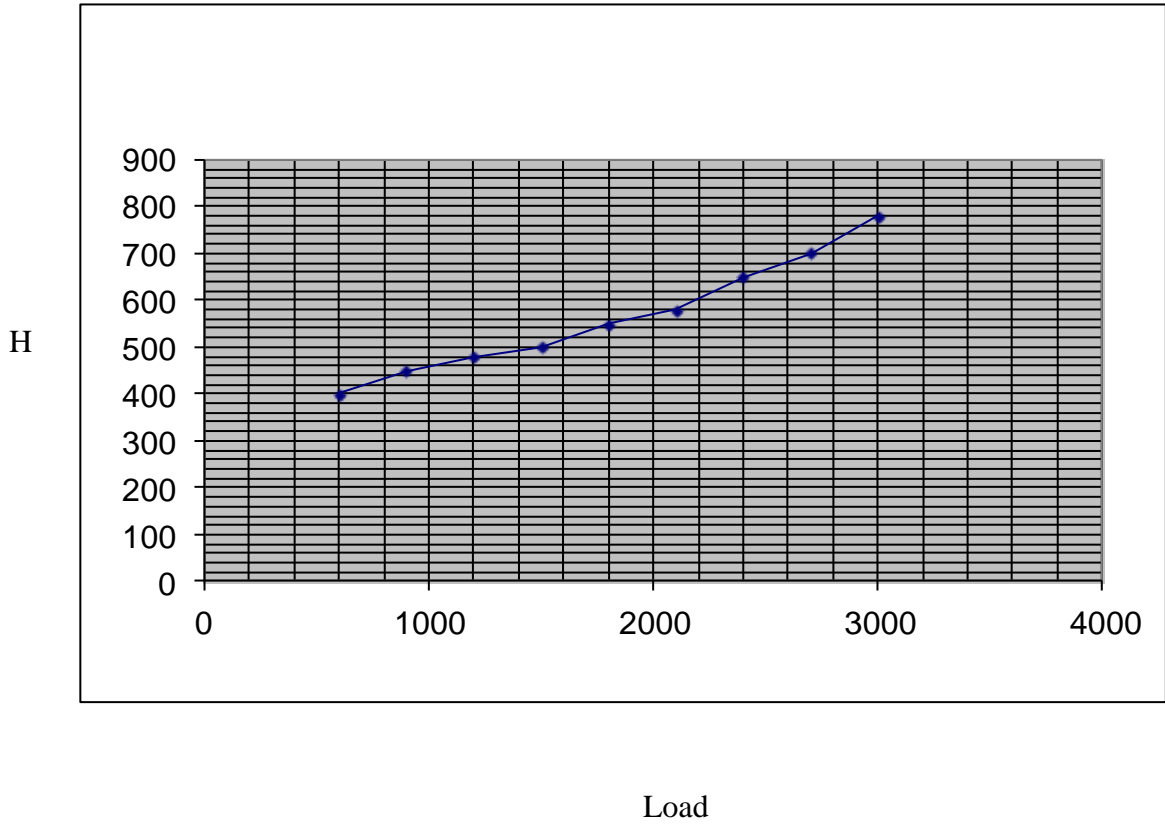


1 unit in X =200KN
1 unit in Y =20mm²

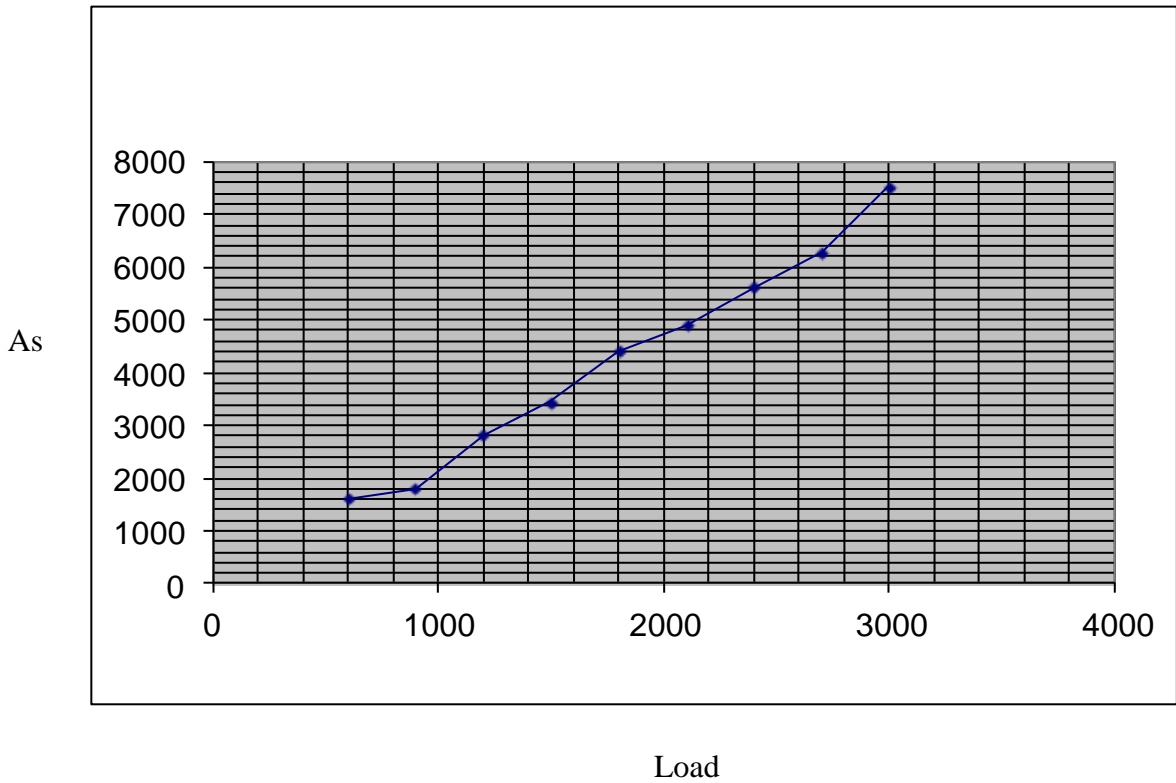


1 unit in Y =400 mm²
1 unit in X =200KN

$F_{cu}=25N/mm^2$ $BC=200KN/m^2$ $f_y=460N/mm^2$



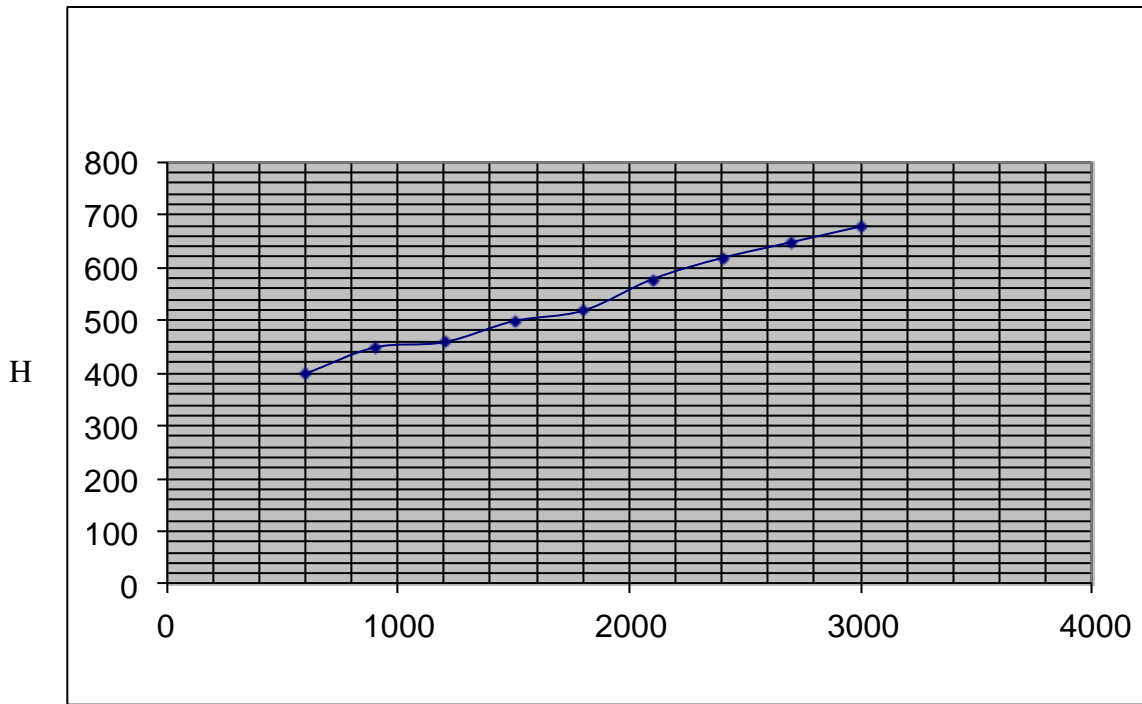
1 unit in Y = $20mm^2$
1 unit in X = 200KN



1 unit in Y = $200mm^2$

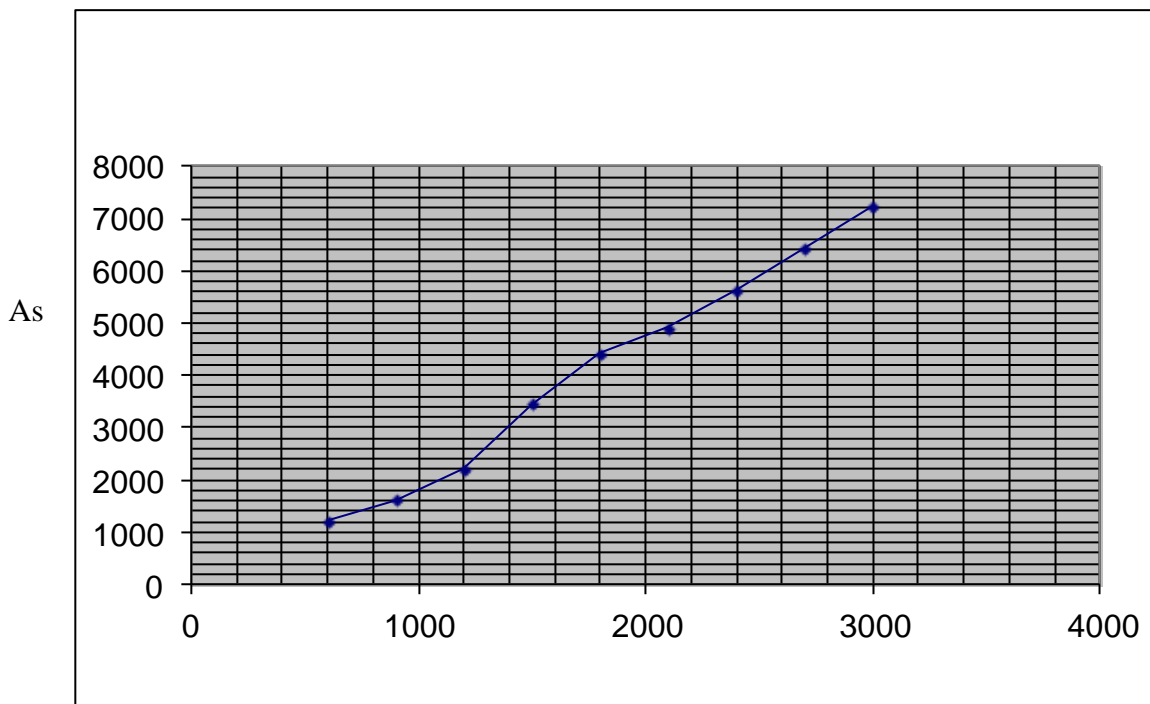
1 unit in X = 200KN

$f_{cu}=30N/mm^2$ $BC=200KN/m^2$ $f_y=460N/mm^2$



Load

1 unit in Y = 20mm²
1 unit in X = 100KN



Load

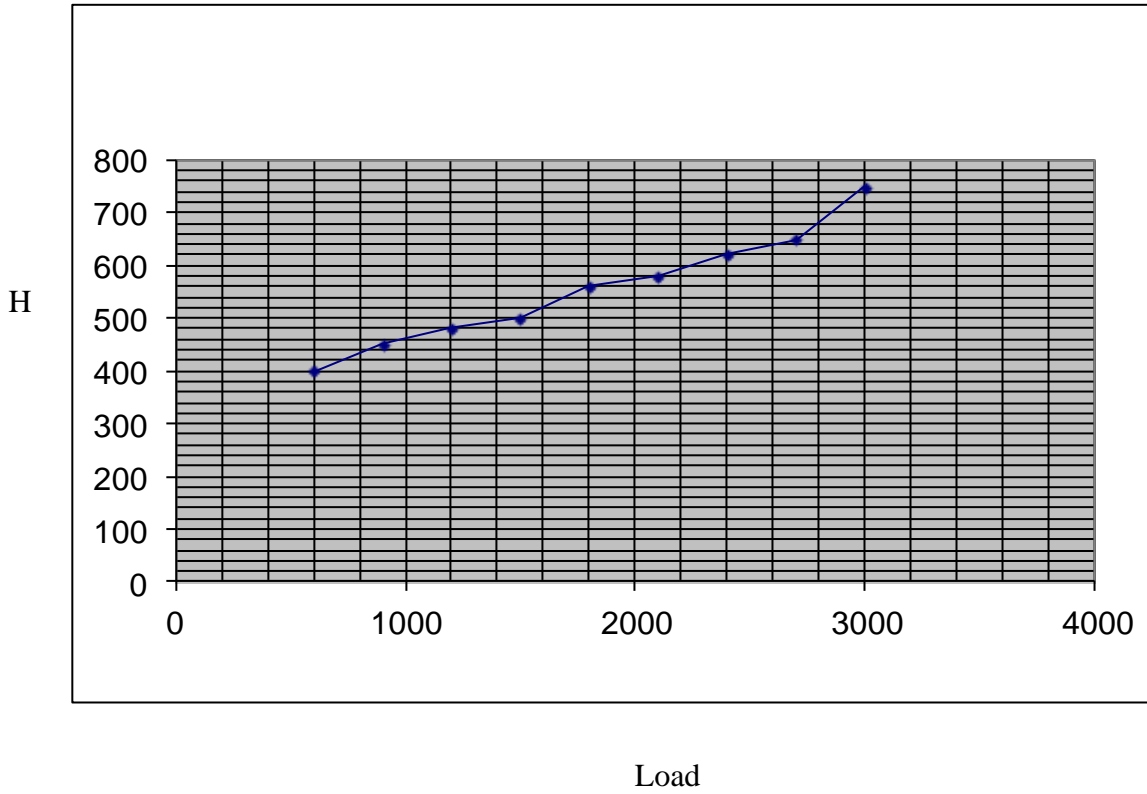
1 unit in Y = 200mm²

1 unit in X =200KN

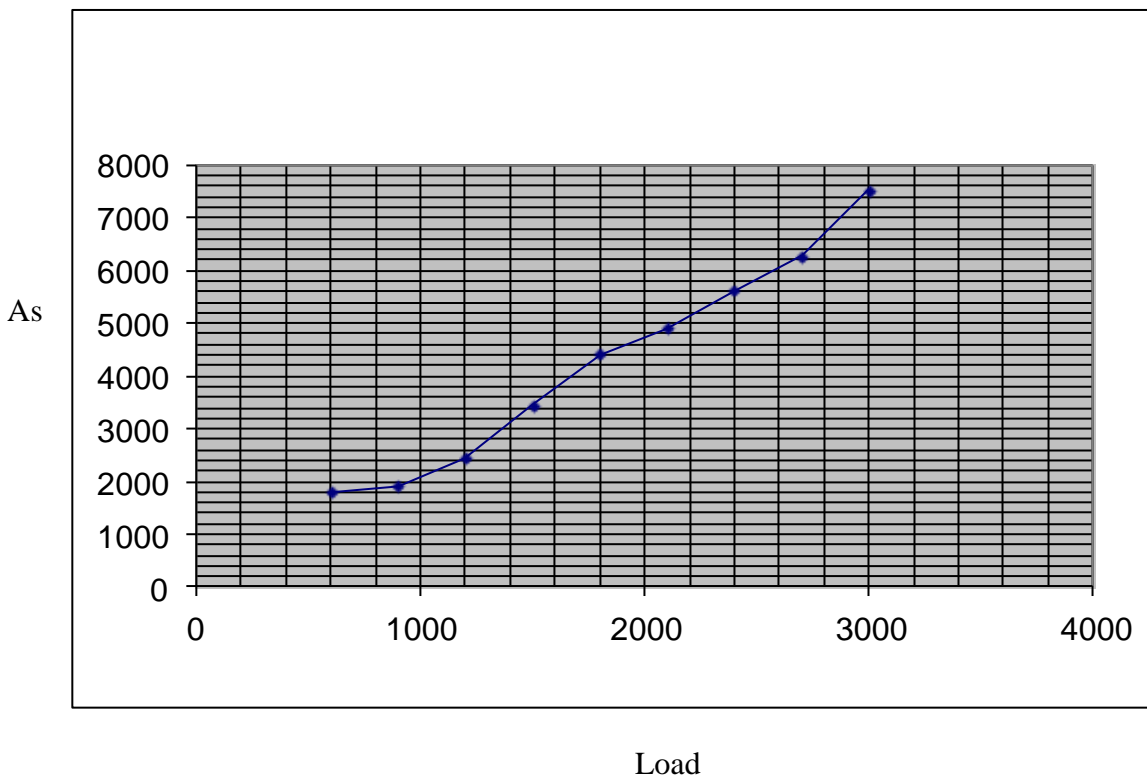
$f_{cu}=35N/mm^2$

$BC=200KN/m^2$

$f_y=460N/mm^2$



1 unit in Y =20mm²
1 unit in X =100KN



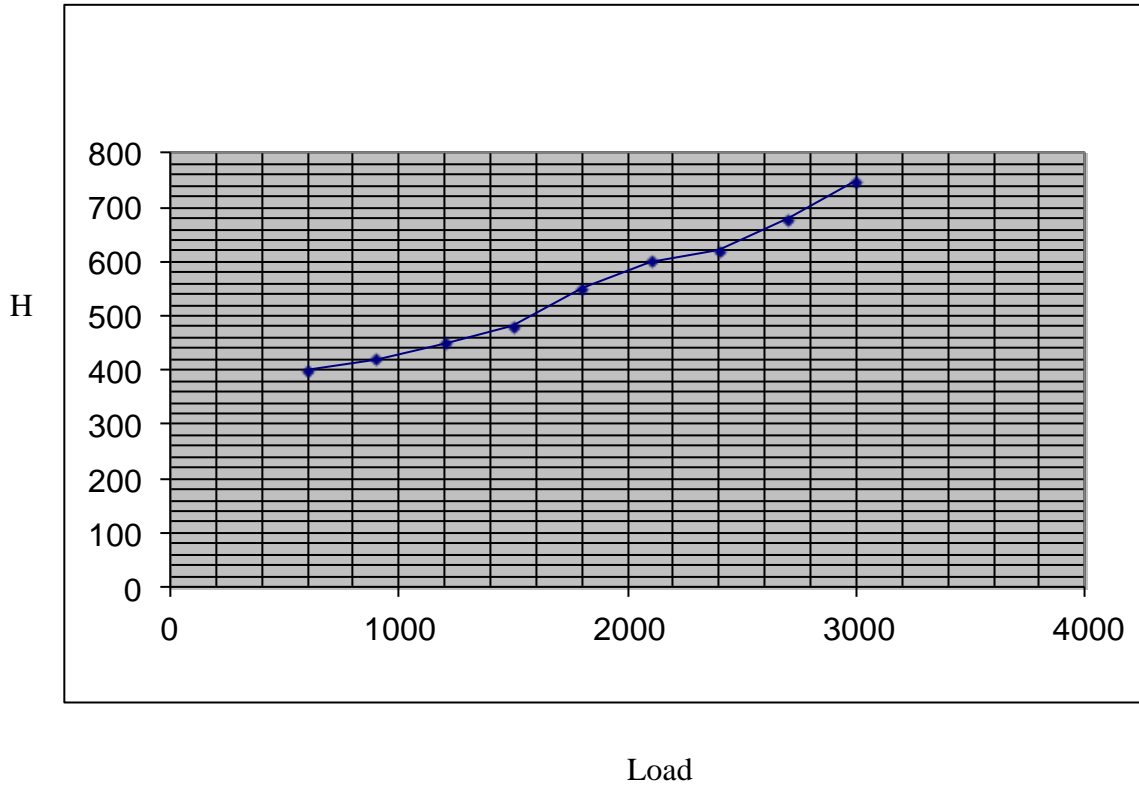
1 unit in Y =200mm²

1 unit in X =200KN

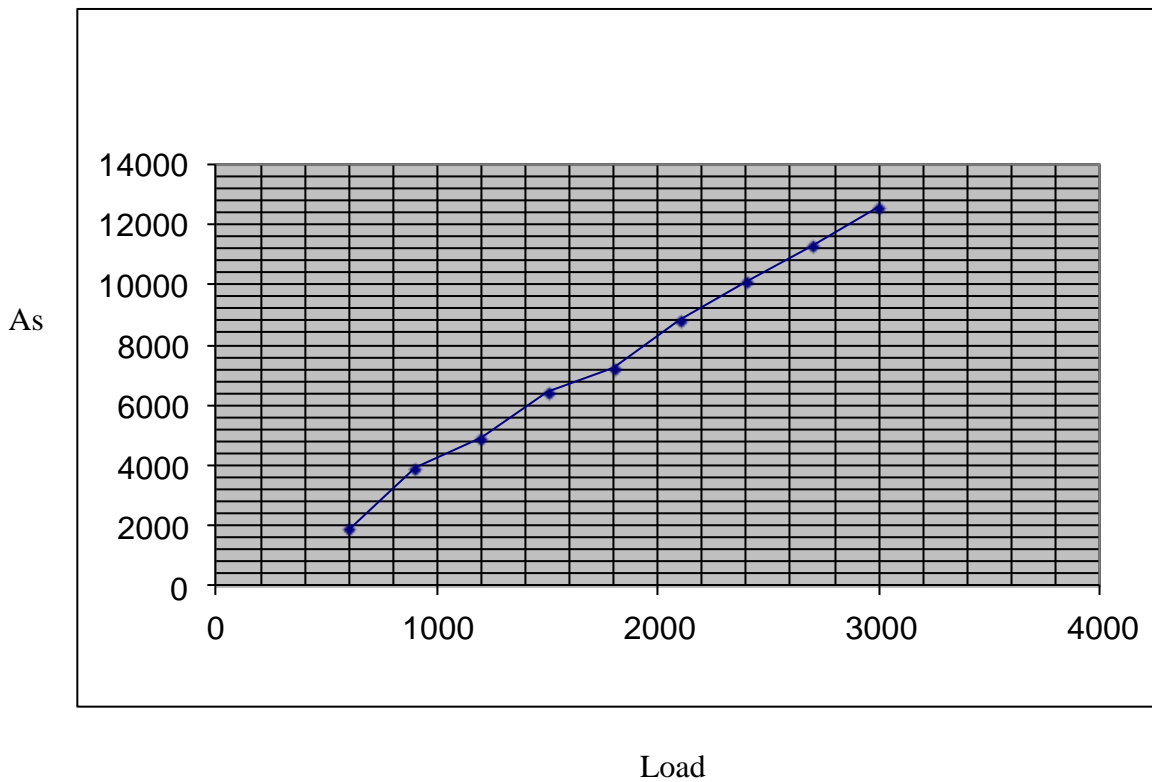
$f_{cu}=25N/mm^2$

$BC=200KN/m^2$

$f_y=250N/mm^2$

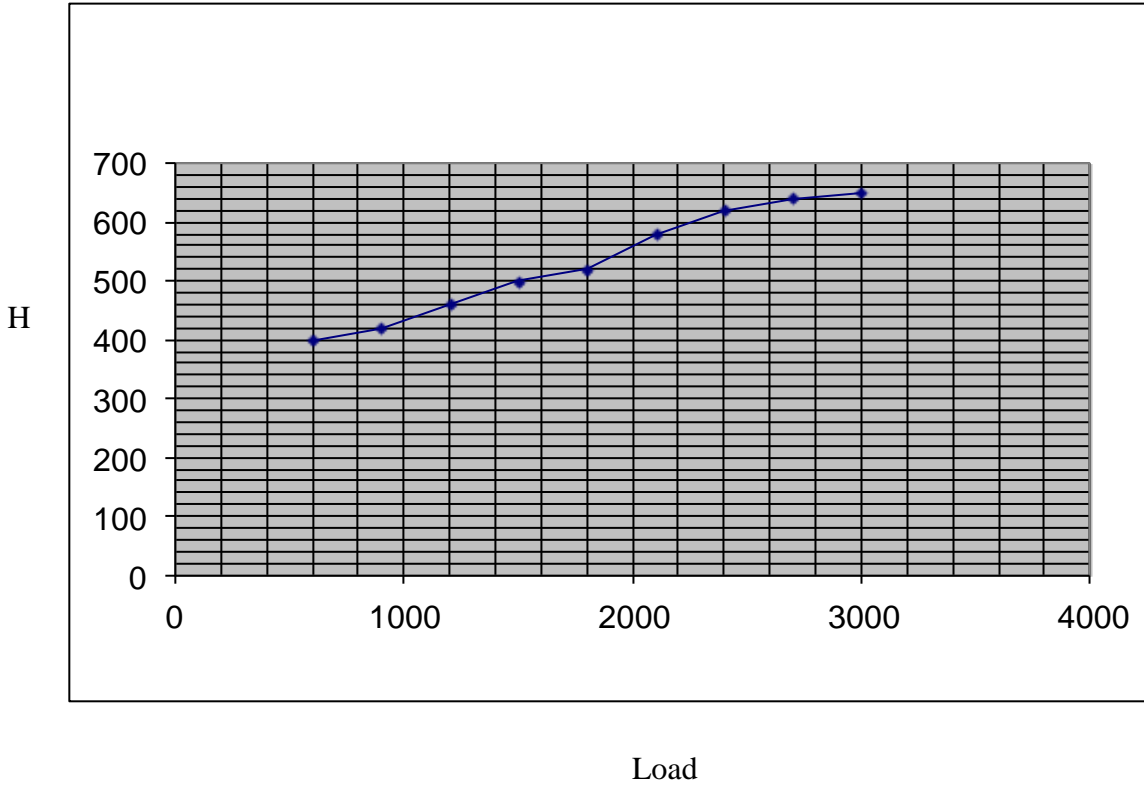


1 unit in Y =20mm²
1 unit in X =200KN

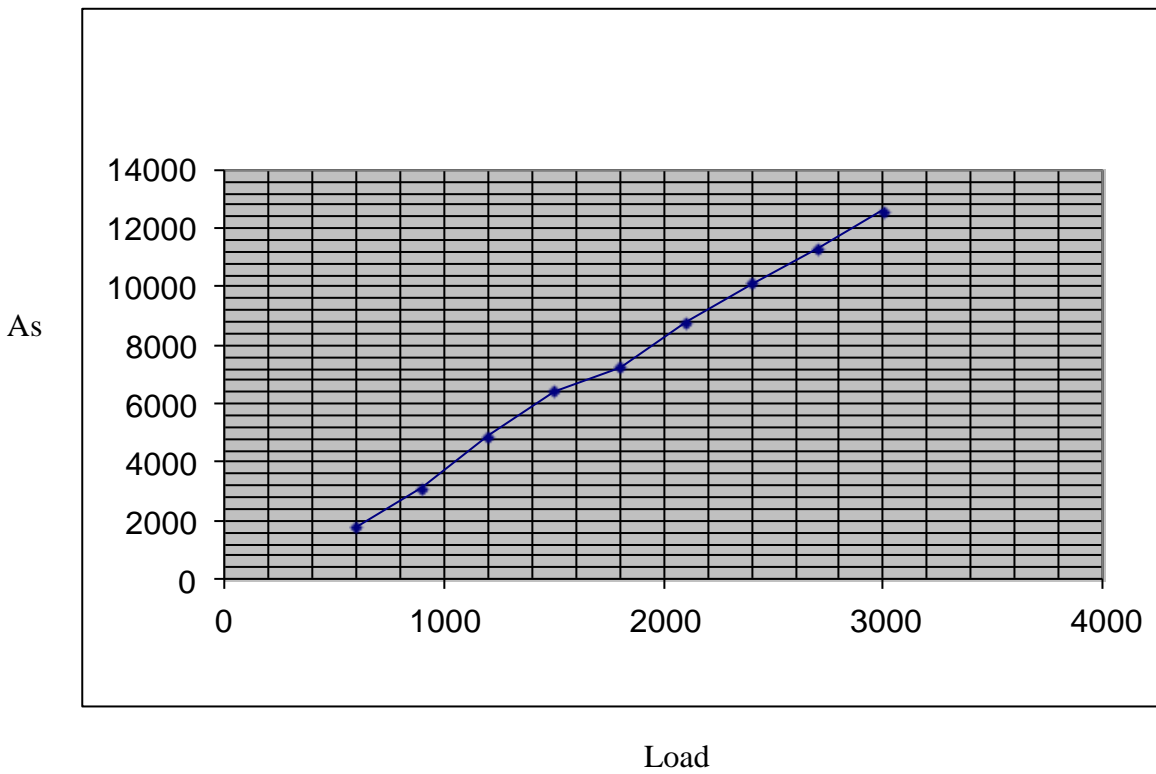


1 unit in Y = 400mm²
 1 unit in X = 200KN

$F_{cu}=30N/mm^2$ $BC=200KN/m^2$ $f_y=250N/mm^2$



1 unit in Y = 20mm²
 1 unit in X = 200KN

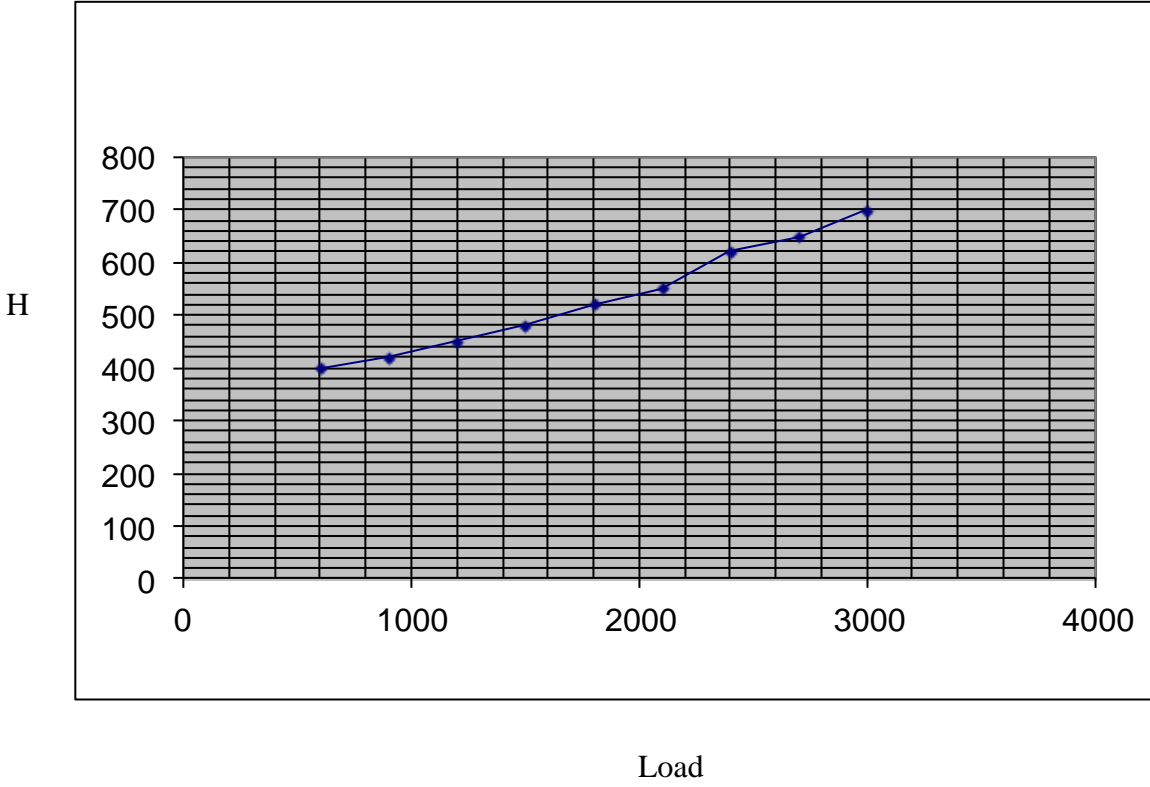


1 unit in Y = 400mm²
1 unit in X = 200KN

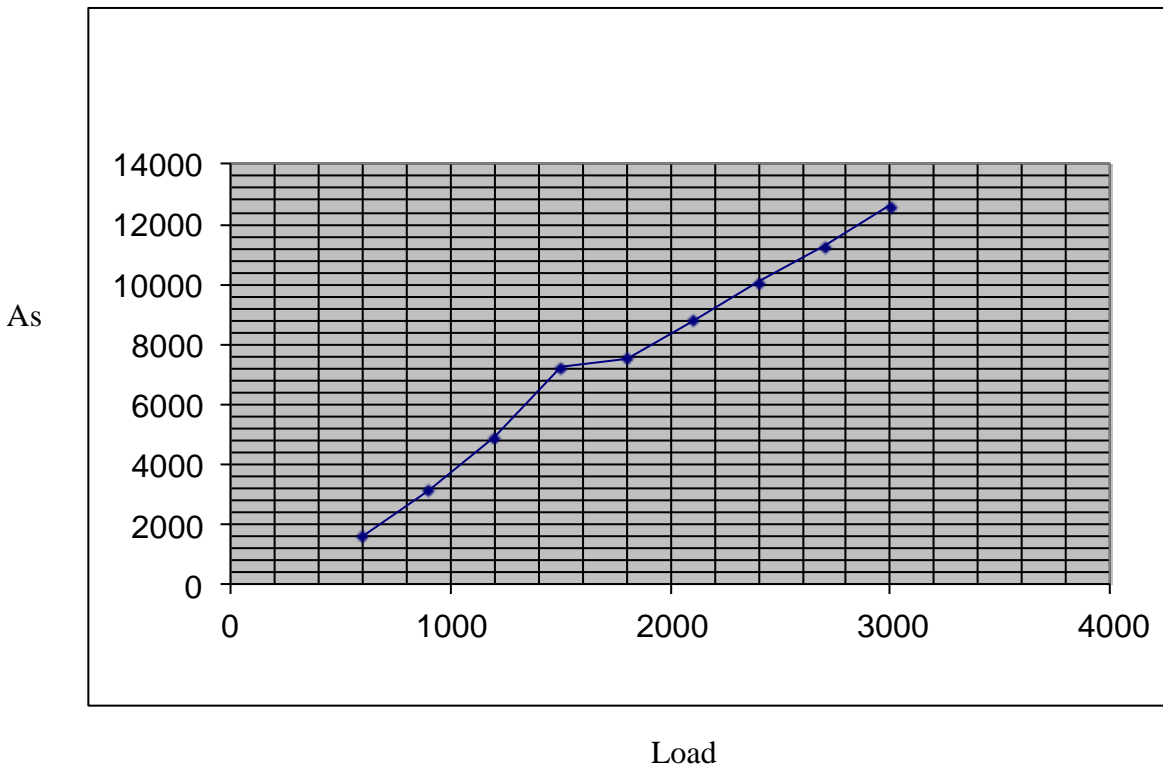
$f_{cu}=35N/mm^2$

$BC=200KN/m^2$

$f_y=250N/mm^2$



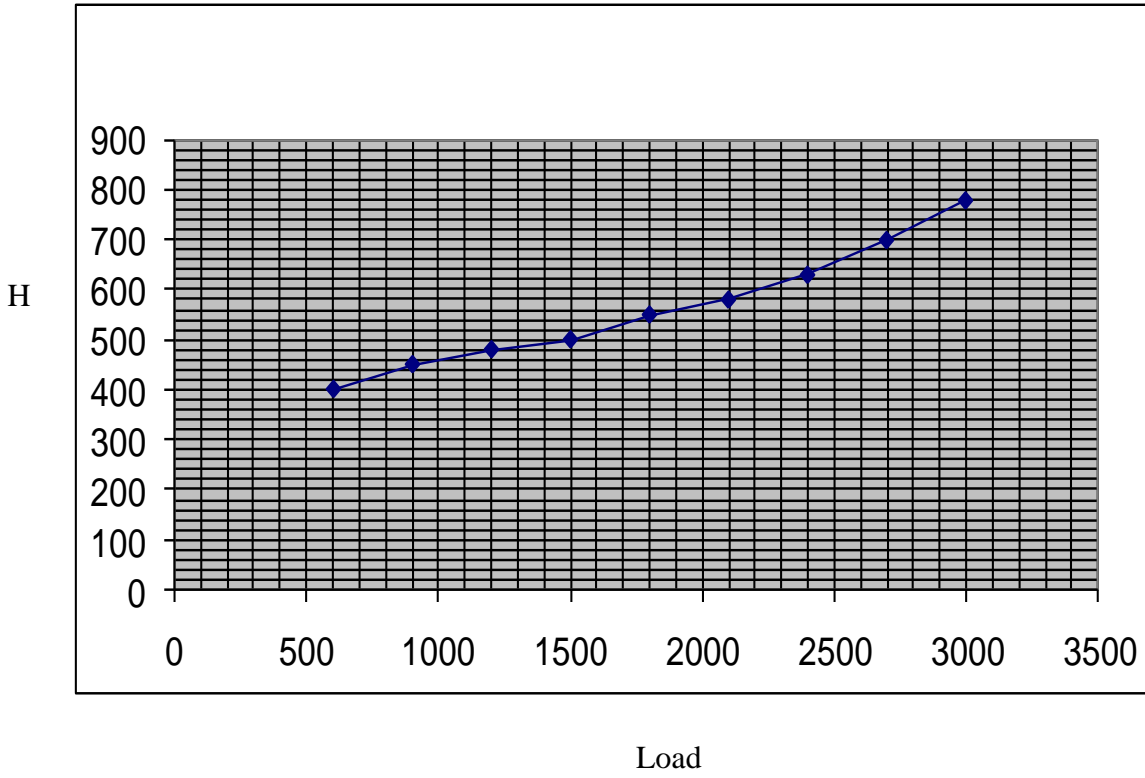
1 unit in Y = 20mm²
1 unit in X = 200KN



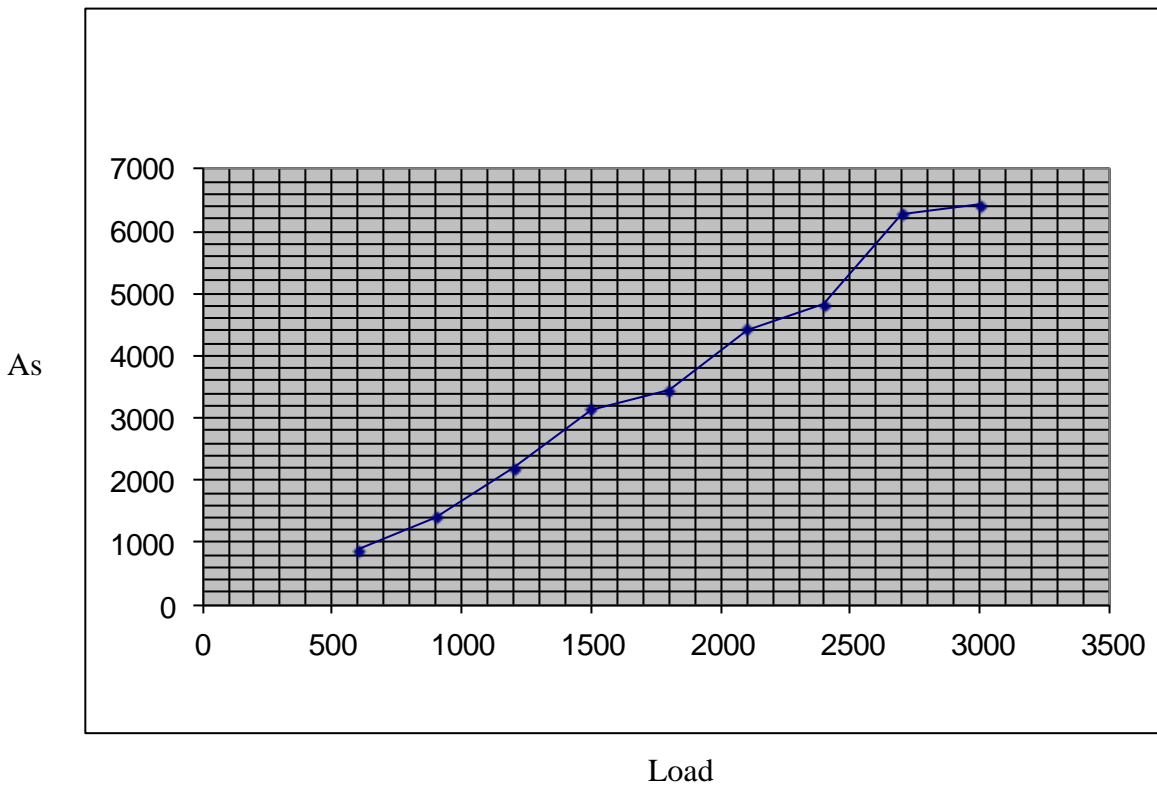
1 unit in Y = 400mm²

1 unit in X =200KN

$f_{cu}=25N/mm^2$ $BC=260KN/m^2$ $f_y=460N/mm^2$

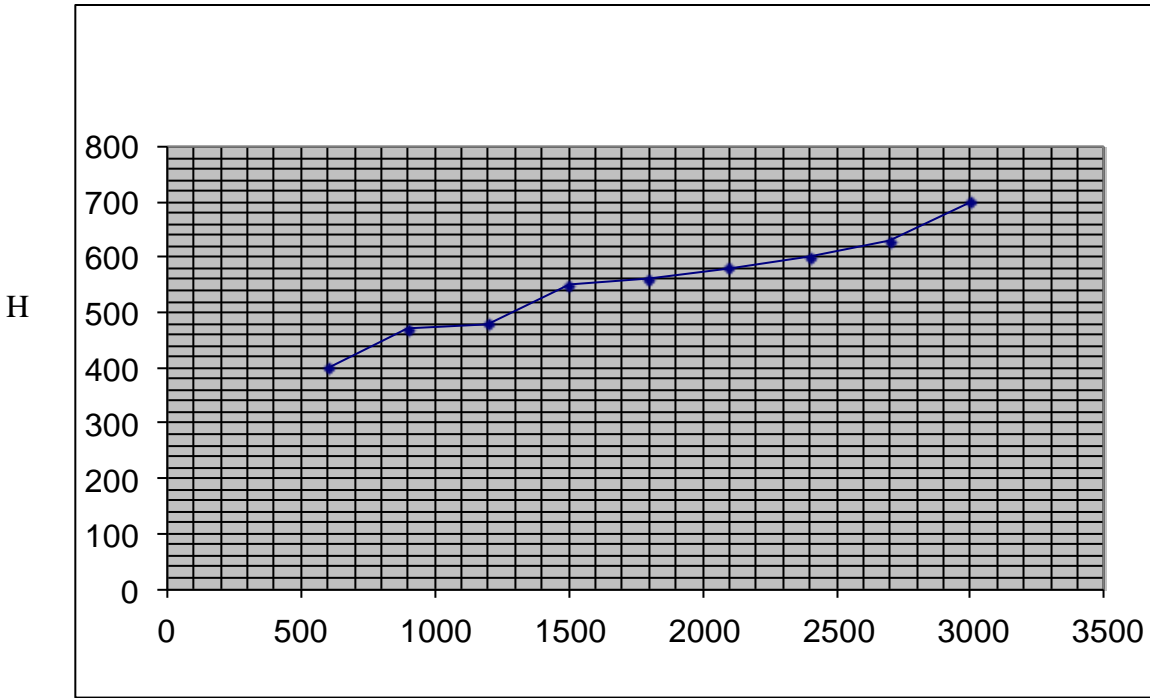


1 unit in Y =20mm²
1 unit in X =100KN



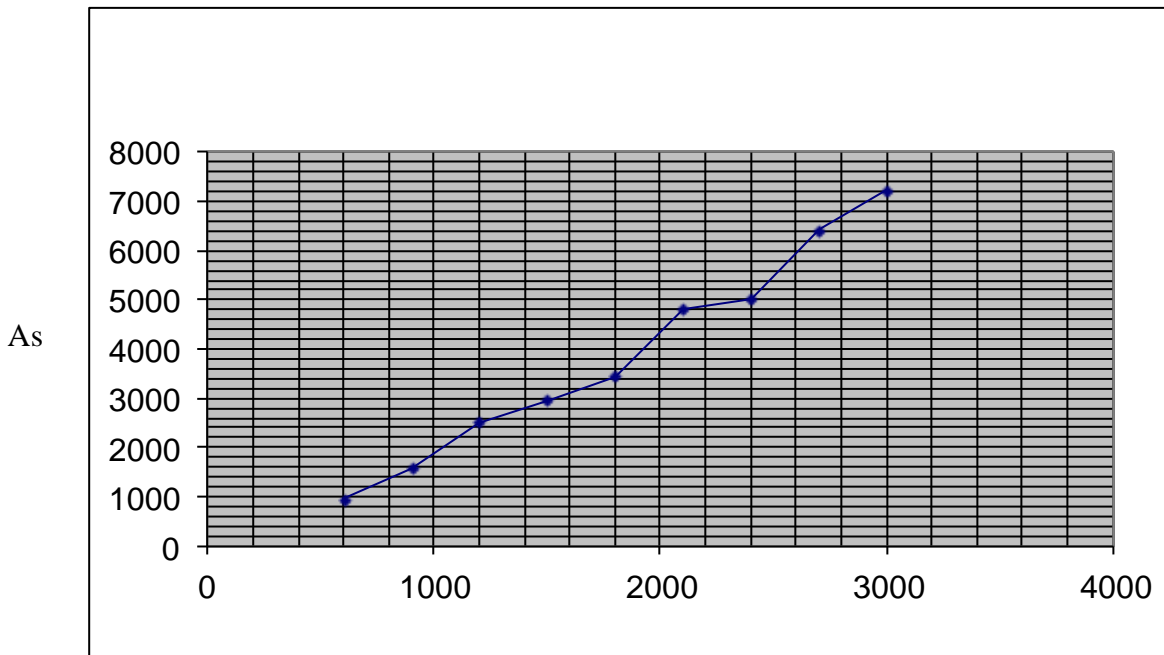
1 unit in Y =200mm²
1 unit in X =100KN

$F_{cu}=30N/mm^2$ $BC=260KN/m^2$ $f_y=460N/mm^2$



Load

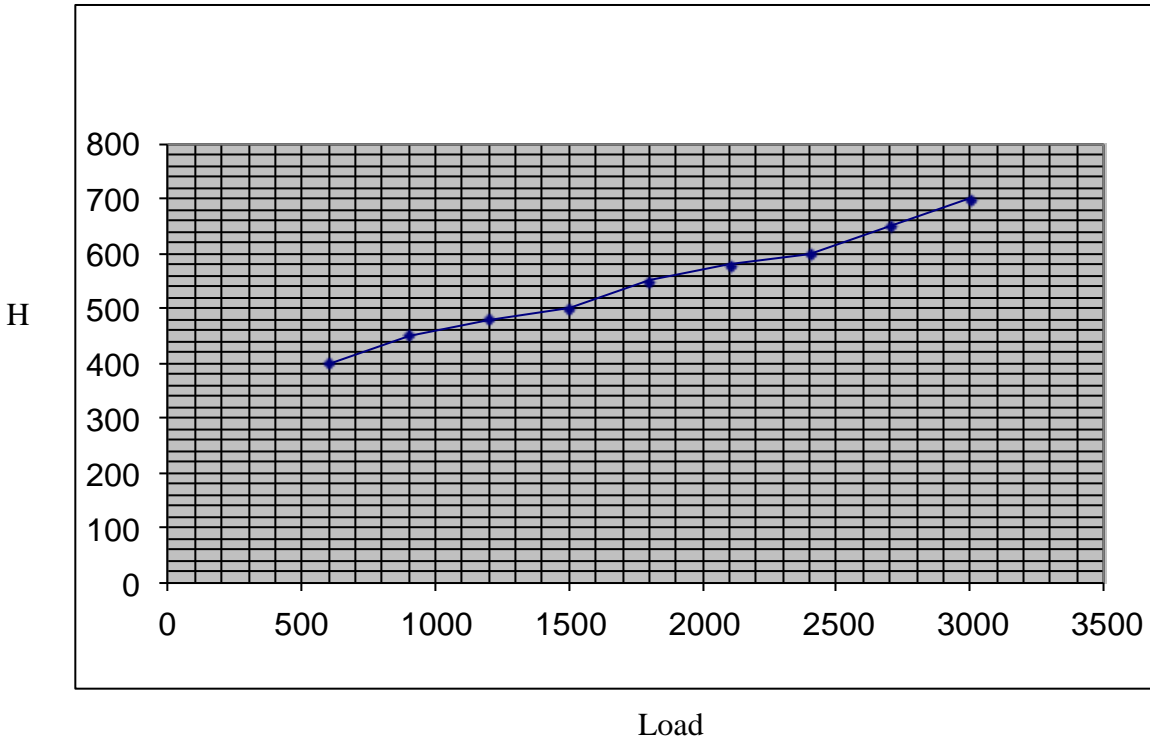
1 unit in Y =20mm²
1 unit in X =100KN



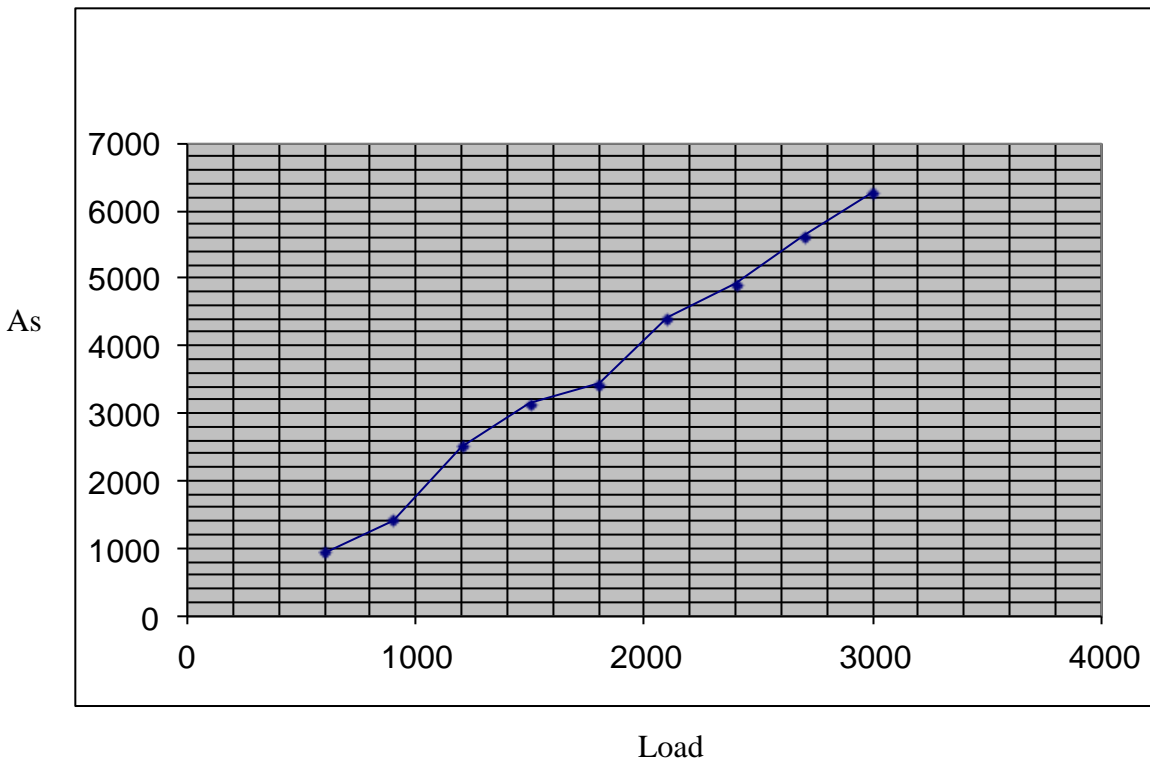
Load

1 unit in Y =200mm²
1 unit in X =200KN

$F_{cu}=35N/mm^2$ $BC=260KN/m^2$ $f_y=460N/mm^2$

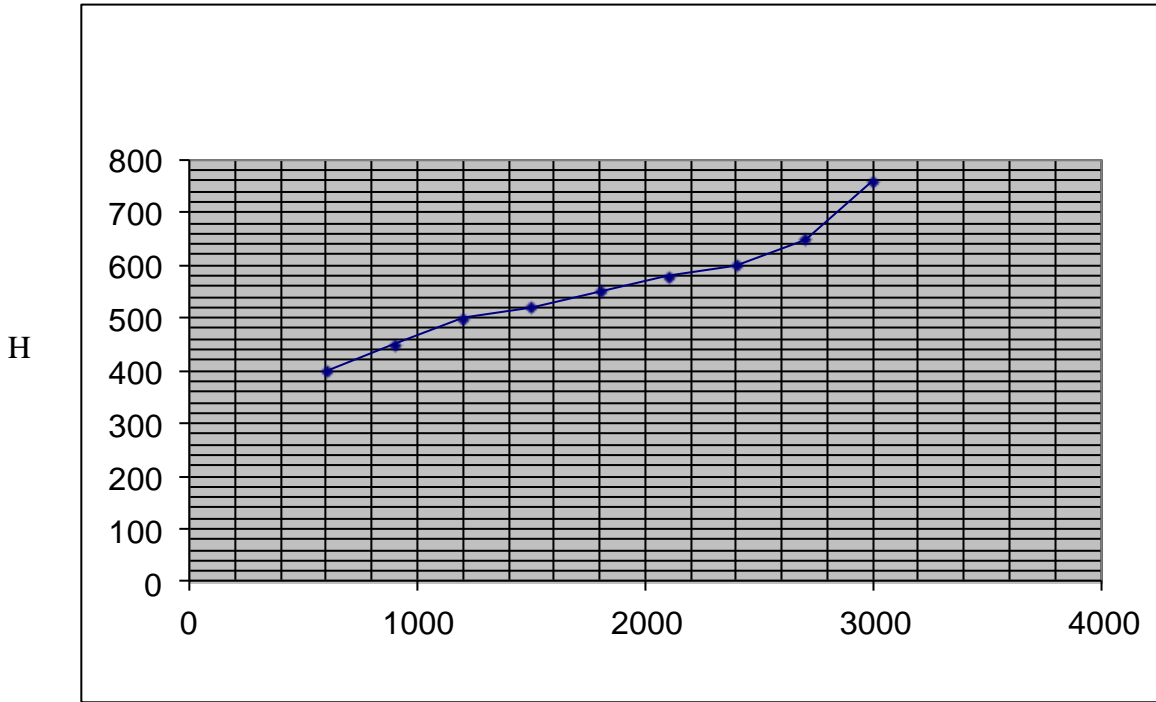


1 unit in Y = 20mm²
1 unit in X = 100KN



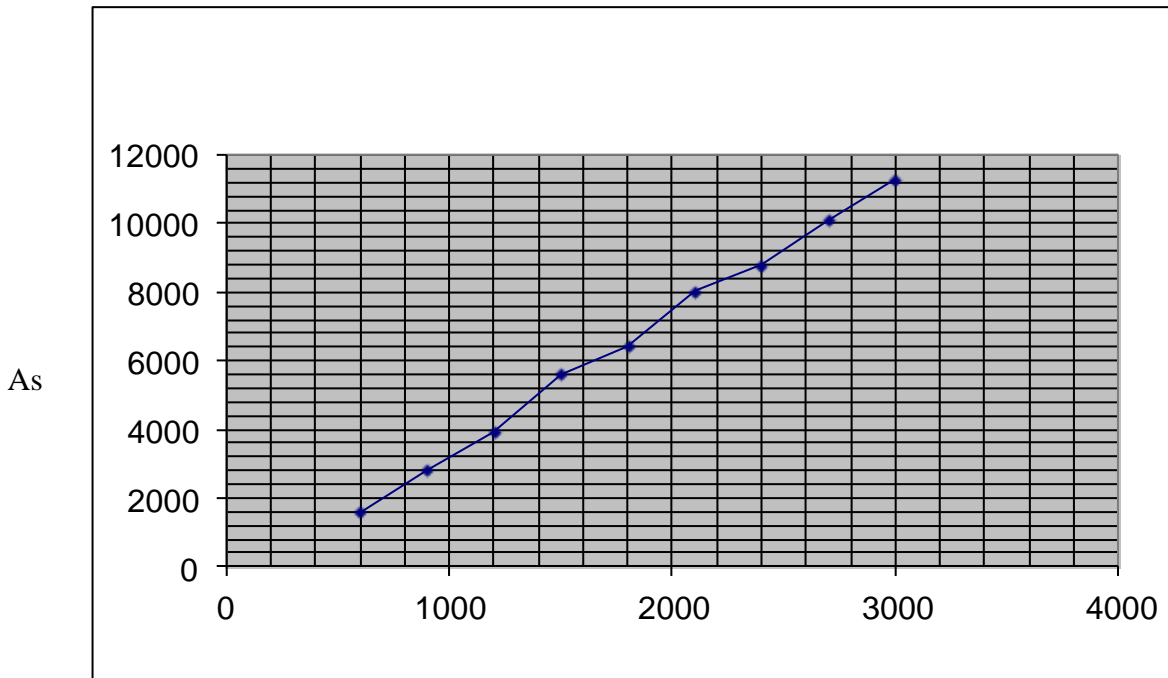
1 unit in Y = 200mm²
1 unit in X = 200KN

$F_{cu}=25N/mm^2$ $BC=260KN/m^2$ $f_y=250N/mm^2$



Load

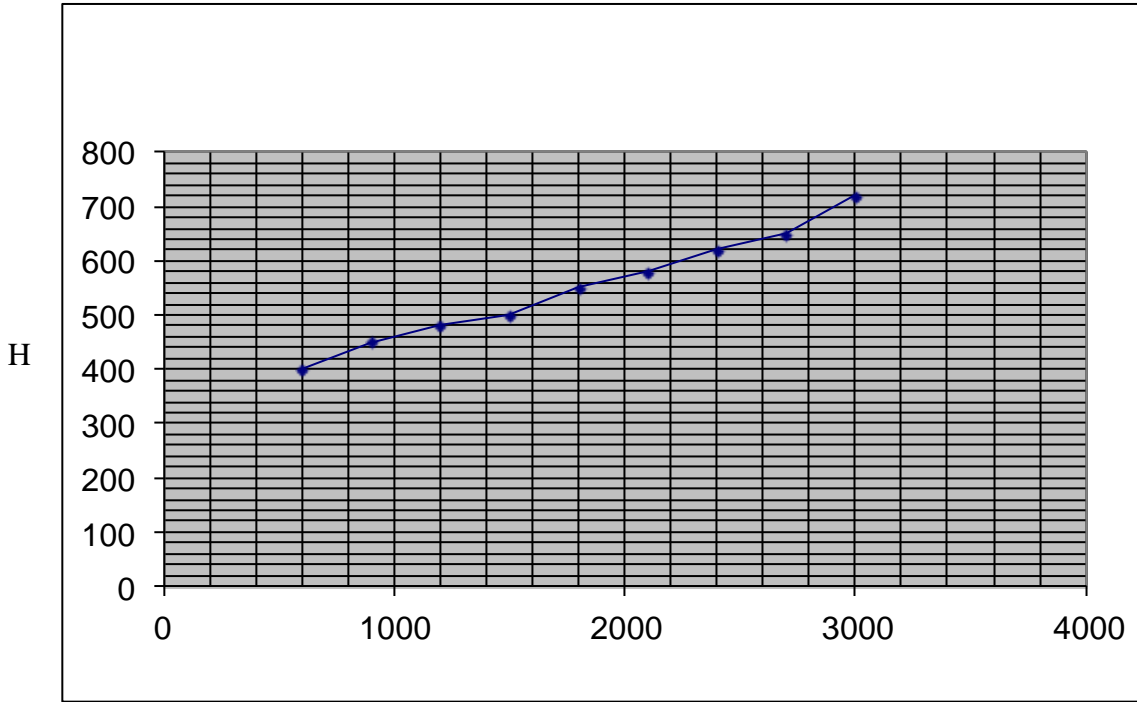
1 unit in Y = 20mm²
1 unit in X = 100KN



Load

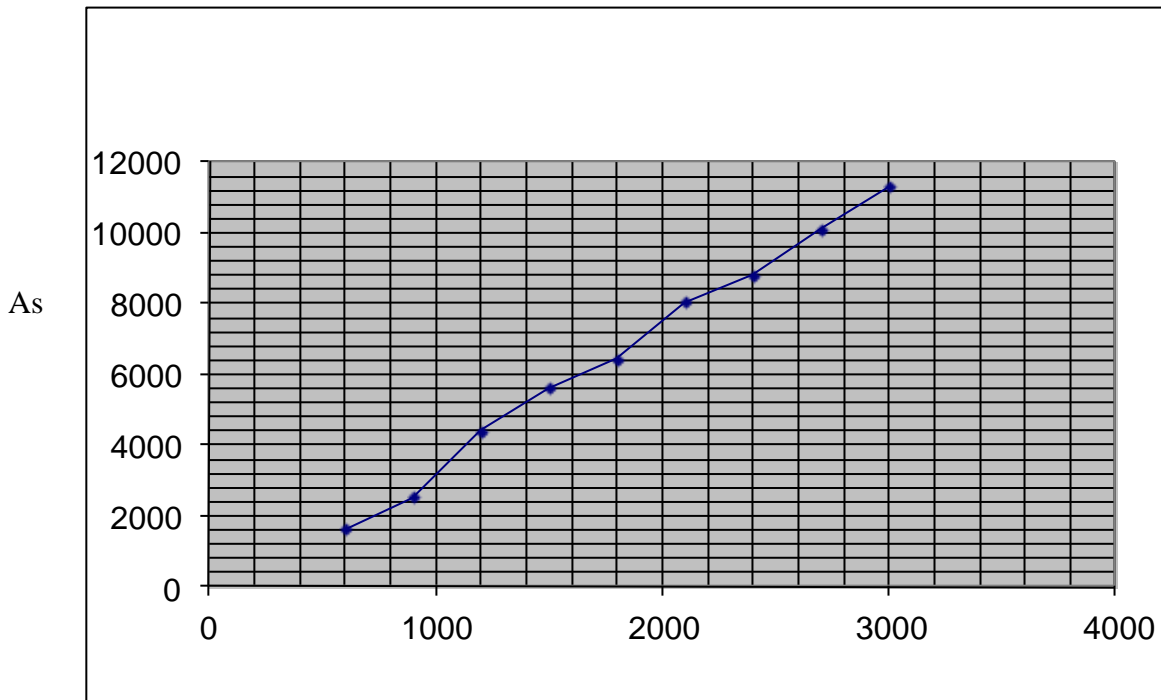
1 unit in Y = 400mm²
1 unit in X = 200KN

$f_{cu}=30N/mm^2$ $BC=260KN/m^2$ $f_y=250N/mm^2$



Load

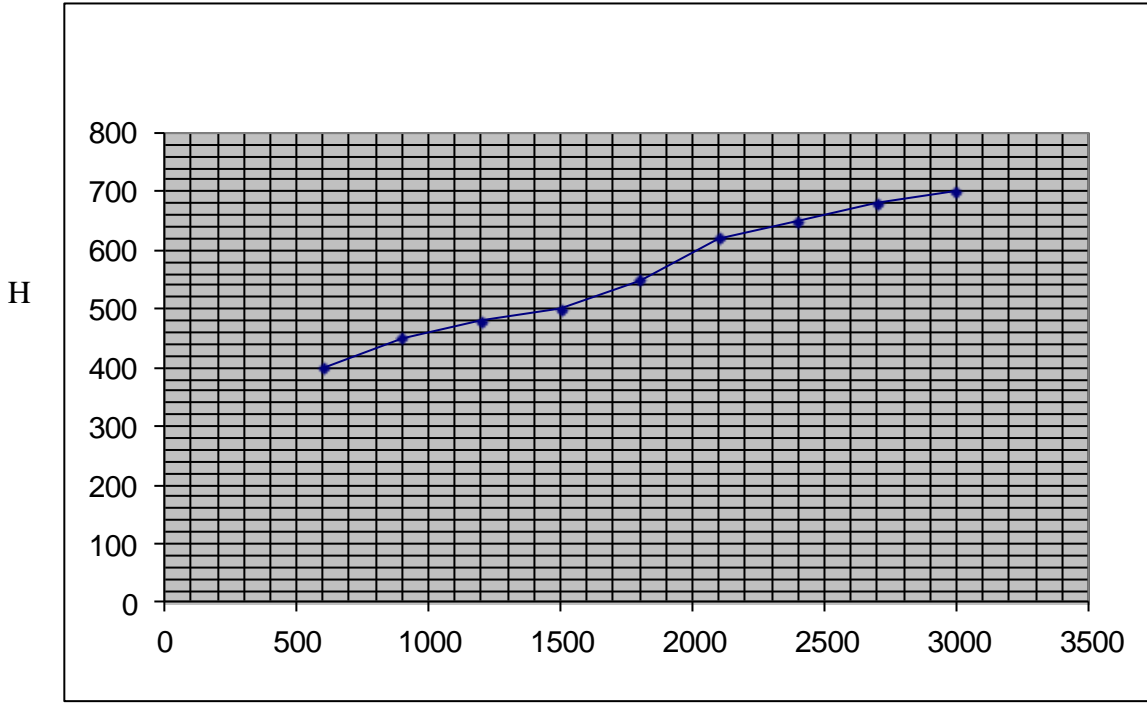
1 unit in Y = 20mm²
1 unit in X = 100KN



Load

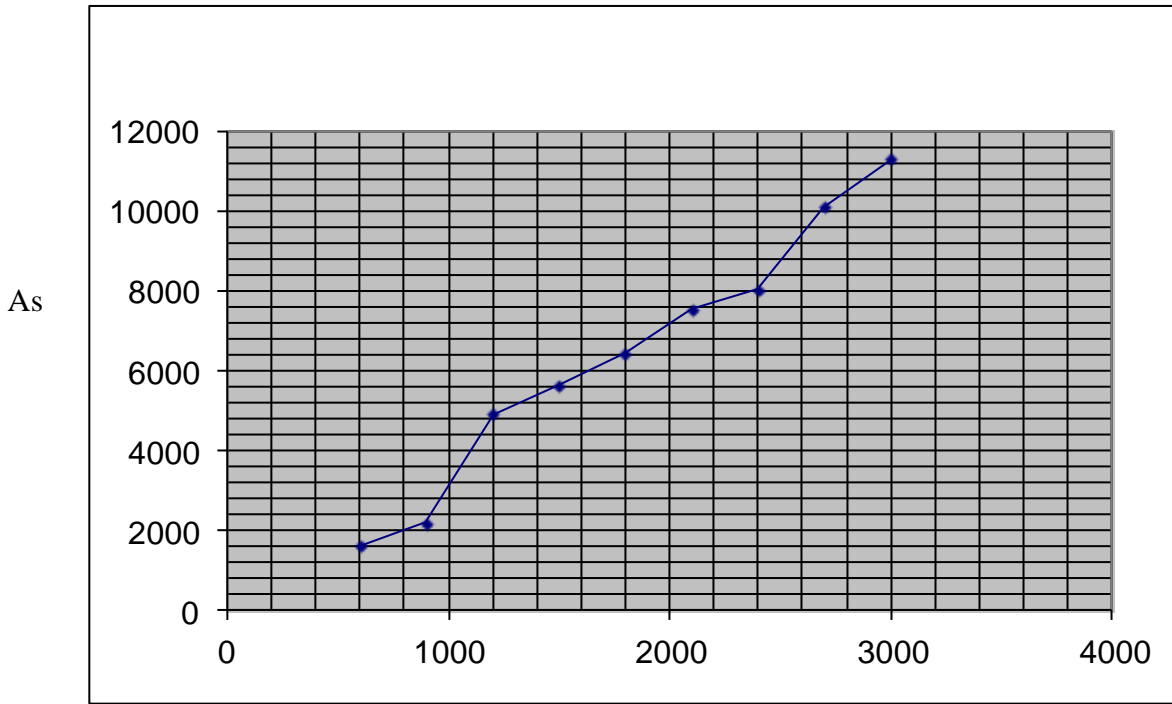
1 unit in Y =400mm²
1 unit in X=100KN

$f_{cu}=35N/mm^2$ $BC=260KN/m^2$ $f_y=250N/mm^2$



Load

1 unit in Y =20mm²
1 unit in X =100KN



Load

1 unit in Y =400mm²

1 unit in X =200KN

4-2 تحليل النتائج :

بالرجوع الي Example من مرجع (W.H Mosley s.h Bunger @ R.Hulse – Reinforced) (Fifth Edition – Macrilan Ltd- London) وجد ان :

$$A_s = 2830\text{mm}^2$$

$$H = 600 \text{ mm}$$

بالرجوع الي المخطط بقيمة :

$$B.c = 200\text{KN}/\text{mm}^2$$

$$F_{cu} = 35\text{N}/\text{mm}^2$$

$$F_y = 460 \text{ N}/\text{mm}^2$$

حيث يعزي اختلاف النتائج الي ان تم مراعاة الحصول علي امثل قيم لـ (A_s , H) من ناحية التصميم في المخططات

$$A_s=2200\text{mm}^2$$

$$H=460\text{mm}$$

بالرجوع إلي نفس المخطط بقيمة :

$$B.c = 200\text{KN}/\text{mm}^2$$

$$F_{cu} = 35\text{N}/\text{mm}^2$$

$$F_y = 460 \text{ N}/\text{mm}^2$$

5-1 الخلاصة :

تم في هذا البحث عمل المخططات لتصميم الأساسات المفردة حيث يتم استخراج قيمة سمك الأساس ومساحة حديد التسليح من المخططات بكل سهولة حيث يتم التصميم وفقاً للمدونة البريطانية

BS 8110 -1997

5-2 التوصيات :

- عمل مخططات تصميم أنواع أخرى من القواعد
- عمل مخططات لتصميم جميع الأجزاء الخرسانية

5-3 المراجع :

1. تصميم وتنفيذ الأساسات المسلحة ، الأستاذ الدكتور / السيد عبد الفتاح القطبي أستاذ ورئيس قسم

الهندسة المدنية المعهد العالي للتكنولوجيا بينها

2. W.H Mosley s.h Bungler @ R.Hulse – Reinforced Fifth Edition Macrilan

Ltd- London

6	566	377	283	226	189	162	142	113	94.3
8	1010	671	503	402	335	287	252	201	168
10	1570	1050	785	628	523	449	393	314	262
12	2260	1510	1130	905	754	646	566	452	377
16	4020	2680	2010	1610	1340	1150	1010	804	670
20	2680	4190	3140	2510	2090	1800	1570	1260	1050
25	9820	6550	4910	3930	3270	2810	2450	1960	1640
32	16100	1070	8040	6430	5360	4600	4020	3220	2680
40	25100	1680	12600	10100	8380	7180	6280	5030	4190