

Dr. K.M. Amanat

lec-1

Limit States:

A type of failure condition - একটি condition কে define করে দেয়া যেটা unacceptable হিসেবে বিবেচিত হবে।

Steel generallyly এর ultimate strength এ দৌহালোর পর collapse করে। কিন্তু আমরা steel এর yield টাকে যদি critical condition or unacceptable condition বিনি, তাহা হি = হি হবে একটি limit state.

Serviceability:

It indicates deflection. অর্থাৎ deflection থানি চোখে detect করা না গেলে structure serviceable.

\*  $\frac{\text{height}}{500} = \text{Deflection limit for tall building subjected to wind load.}$

- Concrete এ - USD (Ultimate Strength Design)
- Steel এ - 1) ASD (Allowable Strength Design) [Load factor থাকে না]  
2) LRFD (USD এর ক্ষত) [Load Reduce করা হয় না, বরং বাড়িয়ে দেয়া হয়। Load factor থাকে]

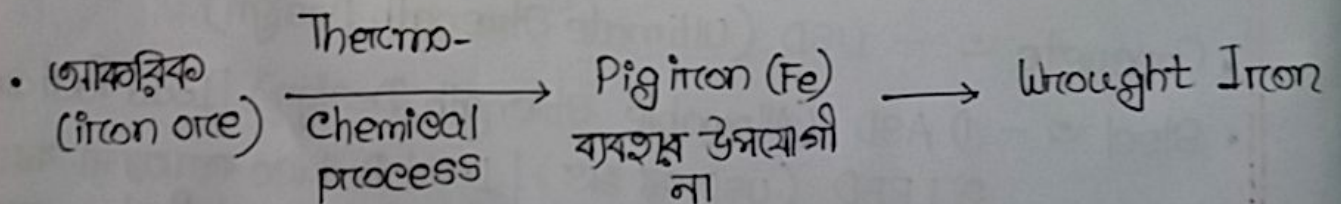
## Introduction - 1:

### \* Disadvantage of Steel Structure:

- Fire resistance / susceptibility to temperature:  
A steel structure is never complete without fire proofing.  
But concrete itself is fire resistant.
- Special heat resistant paint use করতে হয়। আগুনের সংস্পর্কে আসলে যেটা foam এর মত যুবে উঠে insulation provide করে।
- Heat এর সংস্পর্কে আসলে steel এর  $E_s$  কমে যায়, ফলে structure collapse করে।
- concrete এর তুলনায় steel এর sectional area অনেক কম, তাই steel এর buckling অনেক বেশি হয়।

## Lecture - 2

- প্রস্তুতিতে অবশ্যিক থেকে steel বানানো হয়।



- Stainless steel = Fe + C + Cr (20%)
- Billet - লোহার টুকরা (কোন shape দেয়া আগে) (6" x 6")
- Billet কে rolling করে shape দেয়া হয় I-section / T or L-section.



## Lecture - 3

### Tension Members - 1

- Tension member design এ- structure এ যেই shape use করা সুবিধাজনক সেটা use করা।

□ Strength of Tension member:

1) Yielding:

একটা member আছে, যার  $F_y$  তে নৌছাতে পারবে।

$$T_n = F_y A_g$$

$T_n$  = Nominal Tensile Strength

Load থেকে  $\rightarrow$  required capacity

X-section থেকে  $\rightarrow$  actual "

$A_g$  = Connection থেকে দূরে কোন একটা point এ X-section নিলে যে area পাওয়া যায়। কারণ, connection point এ bolting এর ছিদ্র করার জন্য area কমে যায়।

2) Fracture:

Ultimate এ নৌছে যাওয়া, অর্থাৎ,  $f_s = f_{ut}$  হবে। member ছিঁড়ে ২ভাগ হয়ে যাবে।

Effective area,  $A_e = U A_n$

$U$  = Reduction co-efficient

Net Area:

$A_n = \text{Net area} = A_g - \text{Bolt ছিঁড়ের area.}$

Effective hole dia = actual hole dia +  $\frac{1}{16}$ "  
= Bolt dia +  $\frac{1}{8}$ "

⊙ Actual hole dia = actual bolt +  $\frac{1}{16}$ "

\* Hole এর চারপাশে damaged area থাকে। effective hole dia-র জন্য তাই অর্ডাও বাদ দিতে হবে।

$\frac{1}{4}$  ← thickness

4 ← width

(b)

\* যেটার net area বন্ধ, সেখানকার area দিয়েই math করতে হবে।

A—B      |  
                  A  
                  B

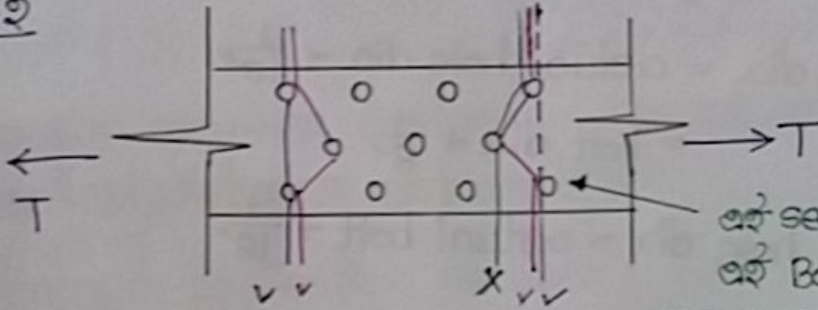
• s → force এর parallel direction এ bolt to bolt distance

• g → " " perpendicular " " " " " "

\* প্রত্যেকটি inclined length এর জন্য  $\frac{s^2}{4g}$  term টি যোগ করতে হয়।  
এটা একটা length.

Ex-1 A 36 means  $\rightarrow$  36 ksi =  $f_y$

Ex-2



এই section বিবেচনা করলে,  
এই Bolt টি intact থেকে  
যান। যখন failure হলে, ছিঁড়ে  
২ টুকরা হলে আলাদা হলে যাবে না।

- আলাদা হলে যাবার সুযোগ  
শ্রাব্যতাই যেসকল ক্ষেত্রে proper  
failure হবে।
- সেই পান্ন থেকে টেনা হচ্ছে (যে side এ Tensile force আছে), সেই  
পান্ন থেকে failure investigate করতে হবে।

## Lecture-4

### Effective Net Area

Gross area  $\rightarrow$  net area  $\rightarrow$  effective net area

$U = \text{reduction factor} < 1$

$\bar{x}$  = connection থেকে Tension force টা কত দূরে।

Tension force bolt গুলোর C.G. থেকে বগজ করে।  
or member এর

$U \rightarrow$  আসবে, যখন connection এর সব component area তে bolt or welding থাকবে।

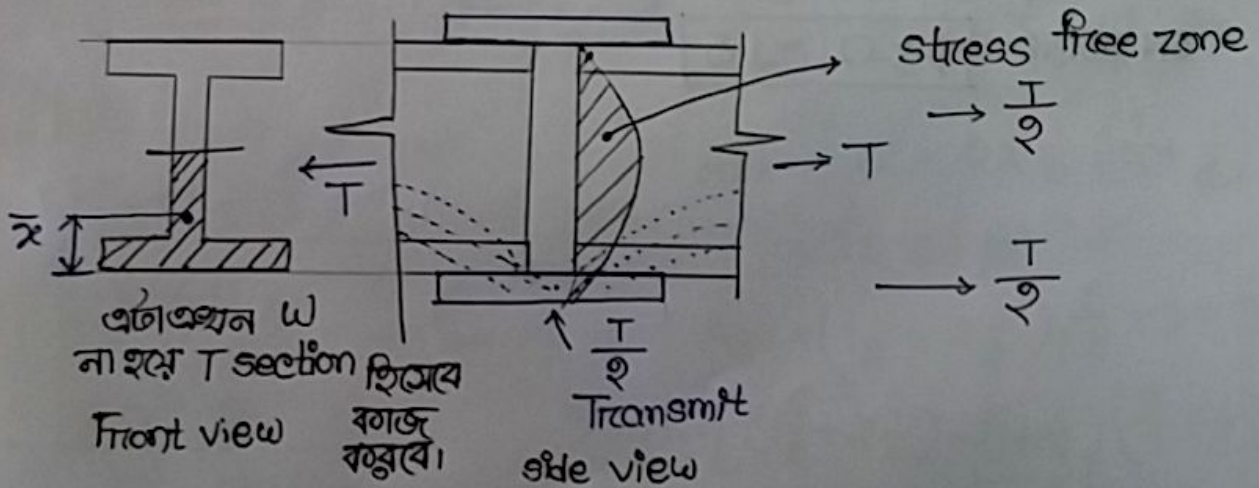
$U = 1$  [ কোন gross section এর সবগুলো element এ যদি symmetric connection (অনসিমেট্রিক welding, bolt থাকে) ]

$U < 1$  [ যদি না থাকে ]

$\bar{x}$  = gross section এর C.G. থেকে connection plane এর distance.

$L$  = connection length = extreme end এর 2টি bolt এর C/C distance.

### Tension Member - 2 :



designation

\* W থেকে T section এ convert হলে W এর value হলে ২ভাগ করলে T এর designation দাও।

• যদিও বিবেচনা করে, তার parallel direction এ L লিখ।

ASD Load Capacity:

\* Area of cross section  $b_x$  must come from chart.

$$F_y = 50 \text{ ksi}, F_u = 65 \text{ ksi}$$

Nominal থেকে  $(T_n)$  → ① LRFD →  $\phi$  দিয়ে গুন  
 $A_g$  ও  $A_e$  এ  $\phi$  আলাদা

$\phi$  দিয়ে গুন মানে reduced capacity  
 $\phi =$  reduction factor

yielding এ  $\phi = 0.9$

fracture এ  $\phi = 0.75$

→ ② ASD →  $\Omega$  দিয়ে গুন

$\Omega$  → safety factor

yielding  $\Omega = 1.67$

fracture  $\Omega = 2$

• fracture মানেই বেশি unpredictable তাই  $\Omega$  বেশি।

$$0.9 \times 1.67$$

$$\phi \times \Omega = 1.5$$

• এর অন্তর্গত  $\phi \times \Omega = 1.5$

## Lecture-5

Tension ও rupture:  $T_n = A_e F_u$   $F_u =$  Ultimate tensile strength

\* Block shear = Tension rupture + shear failure



- 1) shear yielding or
- 2) " rupture

$F_u, F_y \rightarrow$  Tensile property

এক্ষে  $\frac{1}{\sqrt{3}}$  বা 0.6 কে গুন করলে shear property পাওয়া যায়।

$\therefore$  shear yielding =  $0.6 F_y$

" rupture =  $0.6 F_u$

যেই surface এ shear হয় (force develop করে) সেখানে  $U = 1$  হয়।

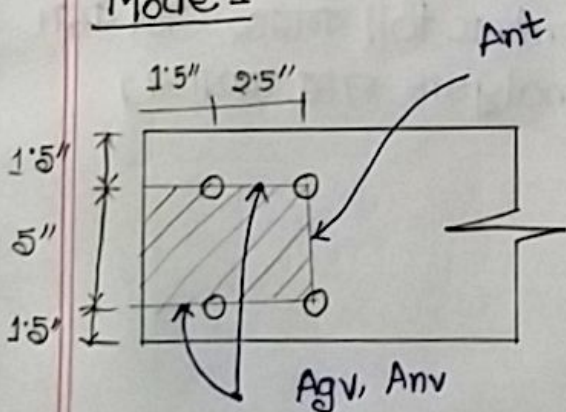
### Tension Member-3

#### Example

Block shear:  $T_n = 0.6 F_y A_{gv} + F_u A_{nt}$   
 or,

$0.6 F_u A_{nv} + F_u A_{nt}$

#### Mode 1



2টি bolt      bolt এর অর্ধেক

↓      ↙

$$A_{nt} = \left[ 5'' - 2 \times \frac{1}{2} \left( \frac{3}{4} + \frac{1}{8} \right) \right] \frac{5}{8}$$

$$= 2.58 \text{ in}^2$$

$$A_{gv} = \left( 1\frac{1}{2} + 2\frac{1}{2} \right) \times \frac{5}{8} \times 2 = 5 \text{ in}^2$$

$$A_{nv} = \left[ \left( 1\frac{1}{2} + 2\frac{1}{2} \right) - \underbrace{\left( 1 + \frac{1}{2} \right)}_{\text{bolt No.}} \left( \frac{3}{4} + \frac{1}{8} \right) \right] \frac{5}{8} \times 2$$

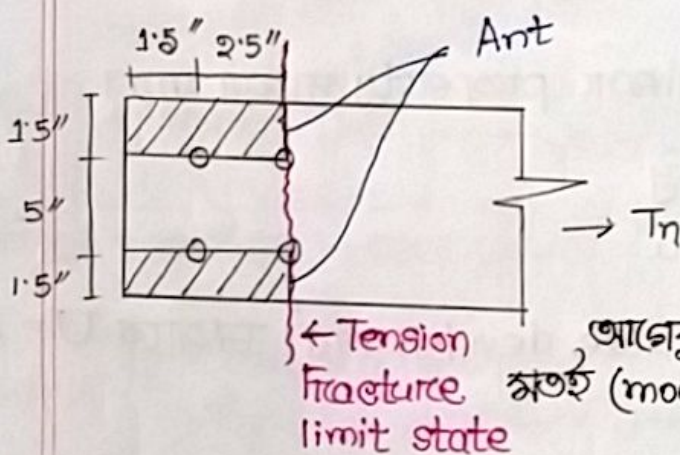
$$= 3.36 \text{ in}^2$$

LRFD,

$$\text{Shear yield, } \phi T_n = 0.75 (0.6 \times 36 \times 5 + 58 \times 2.58) = 193.23$$

$$\text{Shear rupture, } \phi T_n = 0.75 (0.6 \times 58 \times 3.36 + 58 \times 2.58) = 199.9$$

Mode-2



$$A_{nt} = \left[ 1\frac{1}{2} - \frac{1}{2} \left( \frac{3}{4} + \frac{1}{8} \right) \right] \frac{5}{8} \times 2 = 1.33 \text{ in}^2$$

$$\begin{cases} A_{gv} = 5 \text{ in}^2 \\ A_{nv} = 3.36 \text{ in}^2 \end{cases}$$

$$\text{shear yield, } \phi T_n = 0.75 (0.6 \times 36 \times 5 + 58 \times 1.33) = 138.85$$

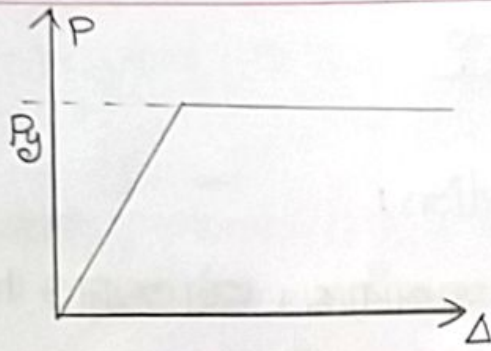
$$\text{rupture, } \phi T_n = 0.75 (0.6 \times 58 \times 3.36 + 58 \times 1.33) = 145.55$$

∴ Comparing all modes,

$$\text{LRFD Block shear capacity, } \phi T_n = 138.85$$

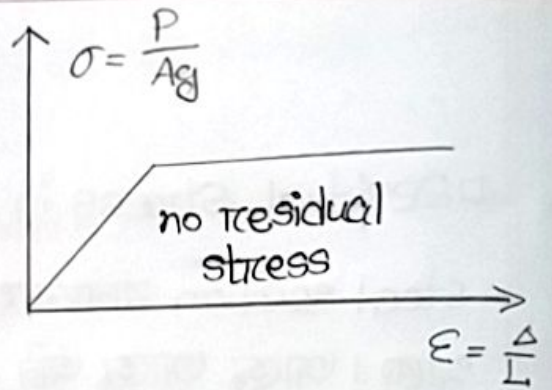
\* প্রতদিন যা সড়া হয়েছে, সেটা হল → member fail করতে পারে। সেটার analysis করে দেখাবে, bolt ও fail করতে পারে।





$P_y = A_g F_y$   
stress

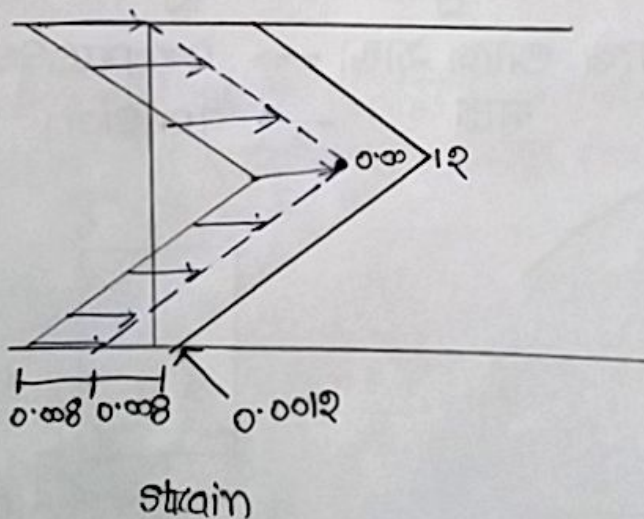
যখন কোন  
residual stress  
নাহ।



without residual stress { প্রথমে load বাড়ছে,  $P \uparrow, \Delta \uparrow$ .  
Tield এ পৌঁছানোর পর load বাড়বে না,  $P$  বাড়বে না, কিন্তু elongation হবে।

with residual { একে point এ একে stress থাকে, যখন একে point একে  
সকল yield stress এ লৌচান। কিন্তু যেহেতু load দিচ্ছি, elongation একে ভাবে বাড়তে থাকবে। অর্থাৎ strain সব সময় unitarily বাড়বে, কিন্তু stress একে point এ আনানো।  
এক point এ \*2 বাড়লে অন্য point এ \*2 বাড়বে

\* residual stress থাকলে, avg  $\sigma$  ও avg  $\epsilon$  graph, point  $\sigma$ - $\epsilon$  graph এর মত থাকে না।



C.T-1 → next  
 Saturday, 11:00  
 Tension - 1, 2  
 (block shear নাই)

## Lecture-7

- U, net area calculation, এছাড়া basis ও capacity calculation (C.T).

### Bolts

- Bolt এ high yield স্ট্রীল use করা হয়।
- rivet → thread নাই, এছাড়া strength bolt এর চেয়ে কম।  
 এছাড়া নাগালে আর খুলে যায় না। rivet গুল্ম থেকে চ্যুড় হলে আঁতকে যায়। যখন brittleness develop করে rivet ও washer → Nut এর ঘষা নেগে original member এর side ও member এর ফিটে ক্ষতিগ্রস্ত হয়। তাই সেখানে friction বজায় রাখে সেখানে washer use করতে হয়।
- bolt, plate ও গাঙ্গে ধাক্কা দিবে → bearing plate } একসাথে  
 shear bolt } আগে  
 (Bearing Type connection)
- bolt shear এ fail করতে চায়।
- bearing এর জন্য - plate property }  
 • bolt shear " - bolt " } consider করব
- \* bolt এর Tension fracture ও ultimate strength use করব।
- \* Thread ও fail হলে bolt এ আর strength develop করতে পারবে না।

• Fracture ও corresponding  $\phi = 0.75$

$$0.75 F_u = F_{nt}$$

## Lecture - 8

started from  $\frac{7}{18}$

### Shear Strength of Fasteners:

- shear is always 60% of tension.
- Bolt এর ultimate tension, bolt এর grade অনুযায়ী variable করে।
- \* shear failure, thread এও হতে পারে, shank এও হতে পারে।  
failure, thread এ হলে area কমে যায়।

### $\frac{8}{1}$ Bearing:

- $L_e$  অনেক বেশি বাড়িলে সেক্ষেত্রে একসময় একটি maximum value ( $2.5d$  of bolt) তে পৌঁছায়, তার পরে  $L_e$  বাড়িলে  $P_n$  বাড়ে কিন্তু সরে shear এ বি। করে যায়।

\* standard hole = bolt dia +  $\frac{1}{16}$ "

\* over size hole = standard hole থেকেও তার dimension  
↑  
বেশি।

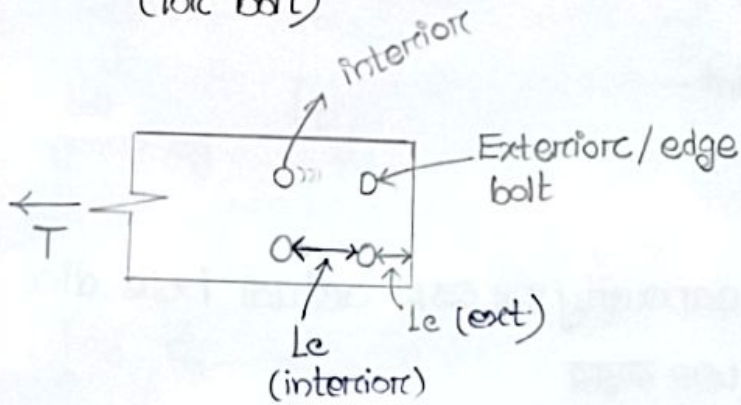
এটার জন্য additional  
activity দরকার হয়।

• slotted hole  $\rightarrow$  elongated hole

• bolt spacing  $\rightleftharpoons$  capacity ; vise-versa হল করা যায়

কিছু ন্যূনতমে 5 টি check করতে হবে

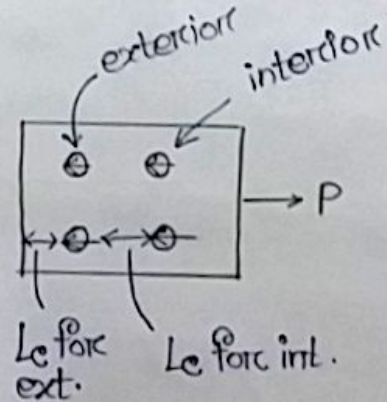
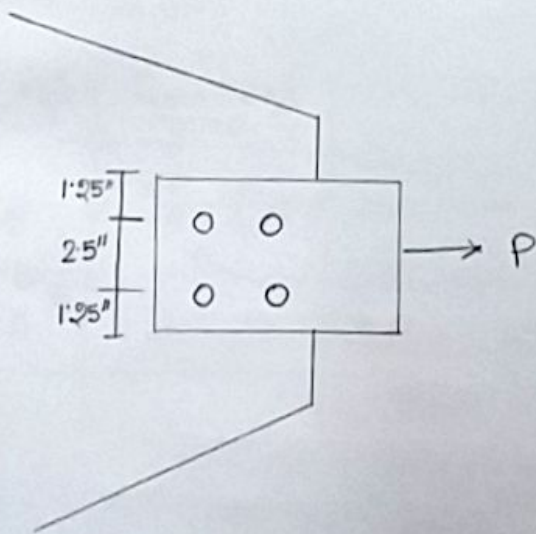
- Based on Tension limit state : 3 L.S.  
(for plate)
- " " Bolt " " : 2 L.S.  
(for bolt)



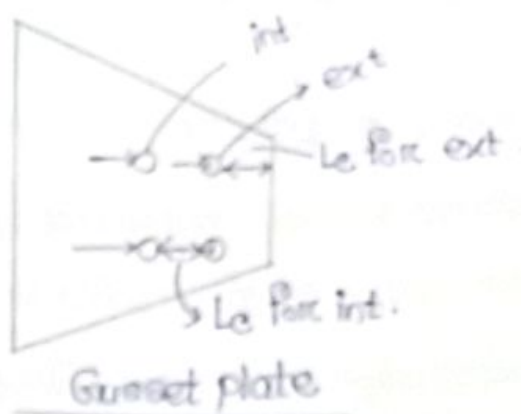
### Lecture-9

bolt problem:

- প্রত্যেকটা Bolt এর জন্য আলাদাভাবে shear ও bearing capacity বের করতে হবে।



Tension plate

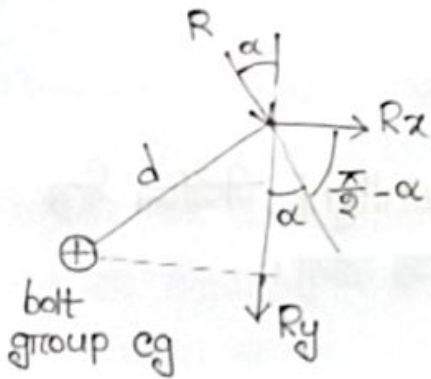


\* Bolt এর Bearing capacity এর ক্ষমতা actual hole dia  
 $= (\text{bolt dia} + \frac{1}{16})$  use করুন

\* Tension capacity এর ক্ষমতা actual hole dia  $= (\text{bolt dia} + \frac{1}{8})$

II Bolted Connection in Eccentric Shear :

## Lecture - 10



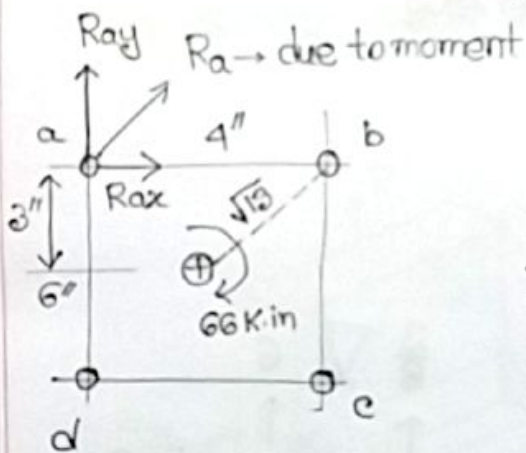
$$R_x = R \cos\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) = R \sin \alpha = R \frac{y}{d}$$

$$R_x = \frac{R}{d} y ; R_y = \frac{R}{d} x$$

$$= \frac{M d}{2d^2} \cdot \frac{y}{d}$$

$$= \frac{M}{2d^2} y$$

$$R_y = \frac{R}{d} x = \frac{M}{2d^2} x$$



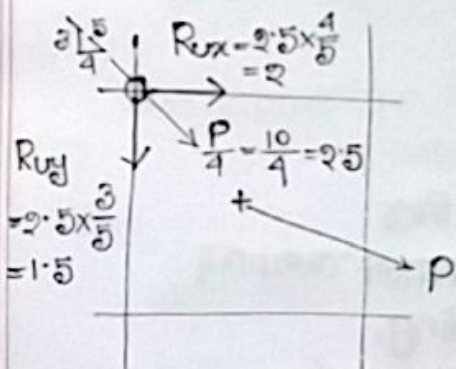
$$M = 66 \text{ kip} \cdot \text{inch}$$

$$P = 10 \text{ K}$$

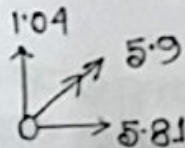
$$\sum d^2 = (\sqrt{13})^2 \times 4 = 52 \text{ (all } d \text{ same)}$$

$$R_{ax} = \frac{M}{\sum d^2} \cdot y_a = \frac{66}{52} \times 3 = 3.81$$

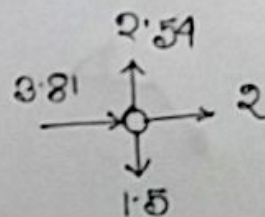
$$R_{ay} = \frac{M}{\sum d^2} \cdot x_a = \frac{66}{52} \times 2 = 2.54$$



$$\sqrt{5.81^2 + 1.04^2} = 5.9$$



combining



Im Exam এ descriptive type Q. আসবে।

## Lecture-11

### Welding

- Plastic এর কোন জিনিসের উপর sunlight দীর্ঘদিন ধরে নাড়লে তাকে নষ্ট করে যায় UV Ray এর জন্য।

Butt joint:

- এটা দেখা হয় finishing এর জন্য।
- এটা labourious joint and expensive

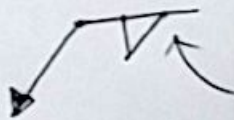
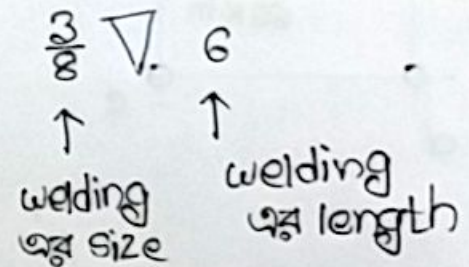
Lap joint:

- most common and easy.

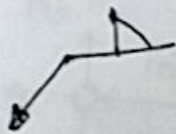
Tee, corner joint:

special case এ লাগে

- ✓ Flag → welding field এর
- ✗ Flag → " workshop এর।
- ✓ O → চুল্লিকে welding



Triangle এর symbol নিচে থাকার অর্থ হল যেখানে দেখানো হচ্ছে সেখানে welding.



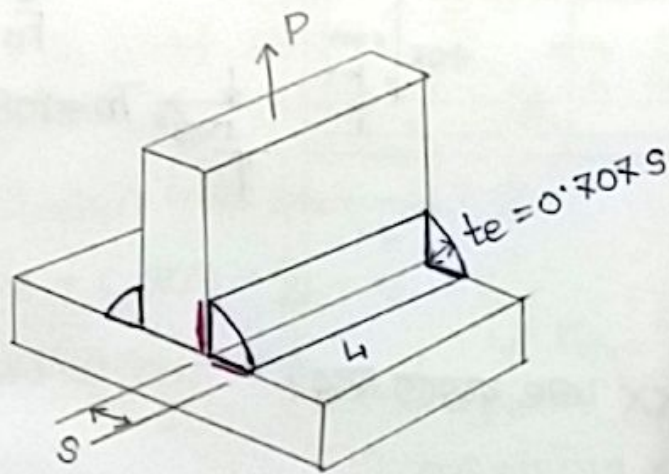
Triangle উপরে থাকার অর্থ হল যেখানে দেখানো হয়েছে, তার opposite দিকে welding.

Lecture - 12

- Complete thickness cover করে welding করা হলে, এবং যদি electrode এর strength member থেকে বেশি হয়, তবে weld ব্যর্থনও fail হয় না, তাই calculation লাগে না। fail করে member.
- but যদি strength কম হয়, বা partially fail করা হয় groove, তবে calculation লাগে।

Fillet

এই weld সর্বসময় shear এ design করার (load যেদিক থেকেই আসুক) না কেন

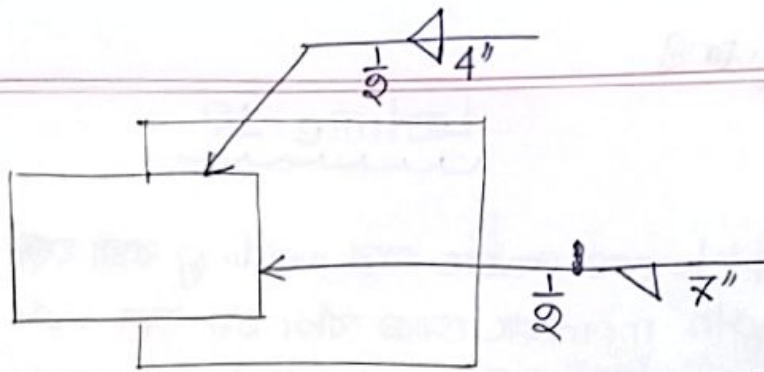


এই অংকের base metal fail করতে পারে (weld failure ব্যর্থত)

$$\begin{aligned} \text{Weld capacity} &= L \times t_e \times T_u \\ &= L \times t_e \times 0.6 F_u \\ &= L t_e (F_{EXX} \times 0.6) \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Weld capacity per unit length} = t_e \times 0.6 F_{EXX} \text{ (per unit length)}$$

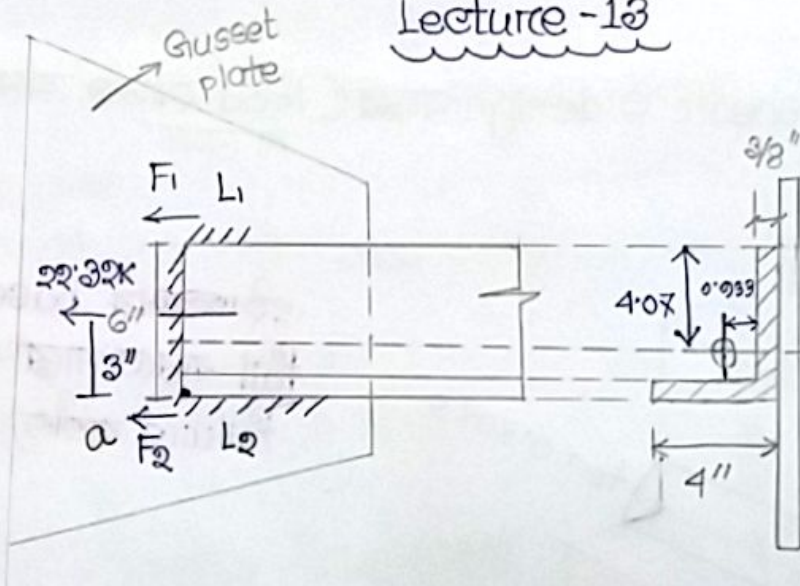
১)



$4+4+7 = 15'$  (Total)  
এরও একটা solution.

২)

Lecture - 13



Angle  $L6 \times 4 \times \frac{3}{8}$   
 $A_g = 3.61 \text{ in}^2$   
 $f_y = 50 \text{ ksi}$   
 $F_u = 65 \text{ ksi}$

$T_n = 108.08 \text{ K}$

•  $F_u = 65 \text{ ksi}$  হলে E 70 xx use করতে হবে।

Tension capacity of angle :

yield on gross area,  $\frac{T_n}{\Omega} = \frac{F_y A_g}{\Omega} = \frac{50 \times 3.61}{1.67} = 108.08 \text{ K (governs)}$

Fracture on net area,  $\frac{T_n}{\Omega} = \frac{F_u A_e}{\Omega} = \frac{F_u (U A_n)}{\Omega} = \frac{F_u (U A_g)}{\Omega}$



$$F_u = 108.08 - 22.32 - 23.61 = 62.15 K$$

$$L_u = \frac{62.15}{3.72} = 16.71''$$

- $S_{min}$  যদি  $> S_{max}$  হয়, তবে  $S_{max}$  তাঁই govern করবে।

Lec-14

23/4/2017

Bolts

Welded Eccentric Shear Connection:

- stress এর কথা মতনই বলা হবে, সেই বলা হবে ওটি point এর stress.
- stress  $\propto$  distance from centroid

$$I_p = I_x + I_y$$

## Lecture -15

### Compression Members

- আনাত্ত pure compression কিংবা।
- load ও buckling হলেনই একটা limit state.
- আগে elastic ছিল। Length ছোট হয়ে গেলে যখন buckling হবে তখন মাঝখানে yielding হয়ে permanent deformation হবে। এটা inelastic behavior.

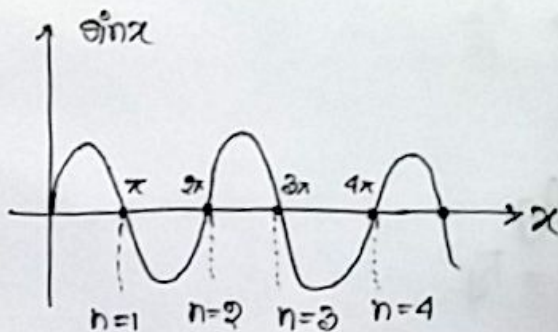
যখন elastic behavior হয় তখন yield করে না, so section non economical.

- তাই designer হিসেবে আমরা case ২ select করব (economical).

• elastic buckling:

স্থি,  $F_c$  আসবে না। স্থি  $E$  থাকবে।

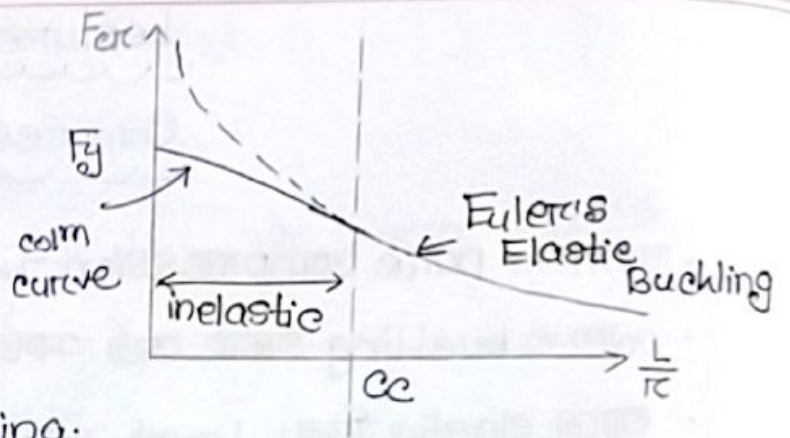
- $n=1$  হলে critical value পর।



- length বন্ধলে load capacity বাড়ে। length বন্ধলে গেলে  $F_c$  বাড়তে বাড়তে একসময় yield stress এ পৌছাবে এবং Then  $F_c$  তে পৌছাবে।

$\frac{L}{r} > C_c \rightarrow$  elastic

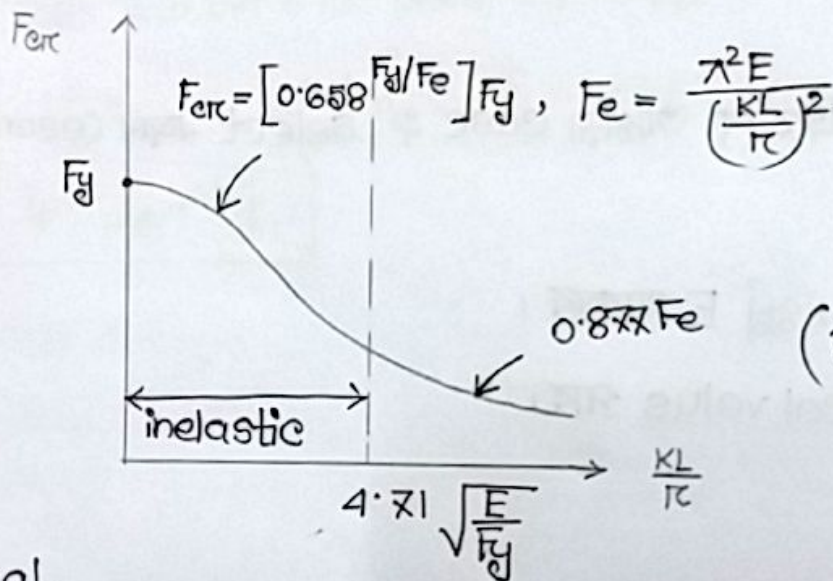
$\frac{L}{r} < C_c \rightarrow$  inelastic



আমরা চাই inelastic buckling:

AISC column capacity:

Column curve equations:



এই formula, curve  
(স্বাধীন বসতে হবে)

Nominal

Column capacity,  $P_n = F_{cr} A_g$ .

column stress এর max. stress =  $F_y$

LRFD

capacity =  $\phi P_n \leq P_u$  (Factored load from analysis)

$\phi = 0.9$

ASD  
allowable capacity =  $\frac{P_n}{\Omega} \leq P \leftarrow$  Unfactored

$$\Omega = 1.67$$

- Elastic range এ  $F_y$  এর কোন ভঙ্গিমা নাই। কিন্তু inelastic range এ আছে।

$$P = \frac{n^2 \pi^2 EI}{L^2}$$

$$\therefore F_{erc} = \frac{P}{A} = \frac{n^2 \pi^2 E \cdot}{(L/r)^2} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L}{nr}\right)^2} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad [K = \frac{1}{n}]$$

KL = Effective length

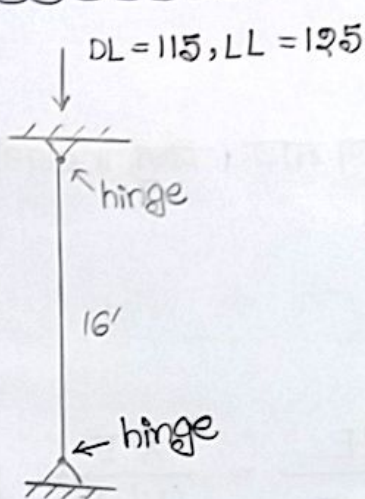
KL = length of one half sine curve

\* All AISC calculation of steel  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Length} \rightarrow \text{inch} \\ \text{Load} \rightarrow \text{Kip} \end{array} \right.$

Lecture-16

$\frac{14}{1}$

Example 6.10.1 (Design problem)



$F_y = 50 \text{ ksi}$

Follow ASD and Design the Lightest section ('W' section)

hinge,  $K=1$

$P = 115 + 125 = 240 \text{ K}$

$P_n = P \Omega$  [Design criteria,  $P \leq \frac{P_n}{\Omega}$ ]

$= 1.67 \times 240$

$= 400.8 \text{ Kip}$

$L = 16'$

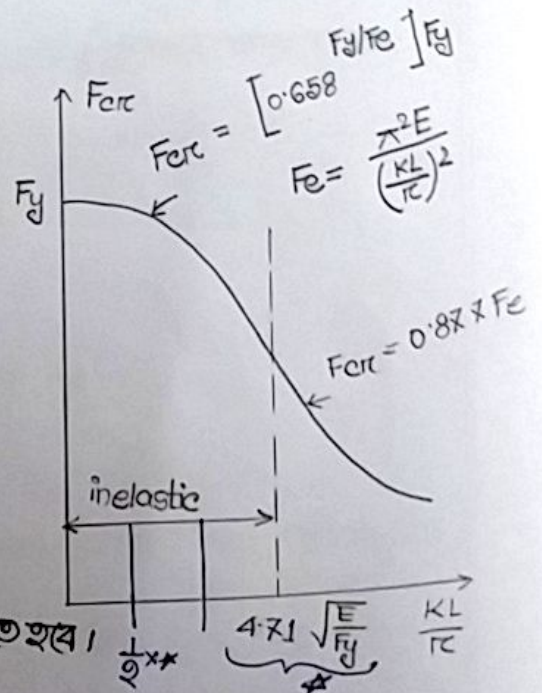
• Material strength full utilize করতে হলে inelastic range এ থাকতে হবে।

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$= 4.71 \sqrt{\frac{29 \times 10^3}{50}}$$

$$= 113.4$$

সে, এক্ষেত্রে  $\frac{KL}{r}$  এর value  $< 113.4$  হতে হবে।



For design, choose  $KL/r$  bet<sup>n</sup> 60 ~ 100.

We choose  $\boxed{\frac{KL}{r} = 80}$

$$\Rightarrow r = \frac{KL}{80} = \frac{1 \times 16 \times 12}{80} = 2.4''$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 29 \times 10^6}{\left(\frac{1 \times 16 \times 12}{2.4}\right)^2} = 44.72 \text{ Ksi}$$

$$F_{cr} = \left[ 0.658^{F_y/F_e} \right] F_y$$

$$= \left[ 0.658^{\frac{50}{44.72}} \right] 50 = 31.31 \text{ Ksi}$$

$$P_n = F_{cr} A_g$$

$$\therefore A_g = \frac{P_n}{F_{cr}} = \frac{400.8 \text{ Kip}}{31.31 \text{ Ksi}} = 12.8 \text{ in}^2$$

Now choose a section with  $A_g \geq 12.8 \text{ in}^2$   
 $r_{\min} \geq 2.4 \text{ in}$

chart এর নিচ থেকে উল্লেখ্য মাঝ। আগে  $A_g$ , then  $r_{\min}$  দেখাব। (vice-versa করা যাবে)  
 chart থেকে  $r_{\min}$  দেখাব (এই  $r_{\min}$  হয়  $r_x$  এর চেয়ে)

W 10x49

We select W 10x49 having  $A_g = 14.4 \text{ in}^2$  and  $r = 2.54 \text{ in}$

$\frac{KL}{r} = \text{O something}$ , এটা অন্য একটা value য়ে check করা দেখাব lightest section নাওয়া য়া কিনা।

### Trial-2

$$\text{Let, } \frac{KL}{r} = 100$$

$$r = 1.92''$$

$$F_e = 28.62 \text{ Ksi, } F_{cr} = 24.07 \text{ Ksi}$$

$$A_g = 400.8 / 24.07 = 16.65 \text{ in}^2$$

Now choose a W section with  $A_g \geq 16.65$   
 $r \geq 1.92$

$A_g$  বেশি, তাই  $r$ -বেশি হবে। তাই বাদ।

### Trial-3

$$\text{Let, } \frac{KL}{r} = 65, \quad r = 2.95''$$

$$F_e = 67.75 \text{ Ksi, } F_{cr} = 36.7 \text{ Ksi}$$

$$A_g = 400.8 / 36.7 = 10.92 \text{ in}^2$$

$$\therefore A_g \geq 10.92 \text{ in}^2$$

$$r \geq 2.95''$$

We choose W 12x65 having  $A_g = 19.1$ ,  $r = 3.01$

So, Trial-1 is better. Finally W 10x49

$C_e = 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \times (50\% \sim 75\%)$  range এ  $\frac{KL}{r}$  এর value assume করে trial দিবে।

• ৩টা Trial দিবে।

## Example Review Problem

13/16

Capacity এর ক্ষমতা সঠিকমতে হলে কোন দিকে buckle করে।  
 weak axis এর ক্ষমতা buckle হয়। তাই strong axis ও support  
 দেয়া হয়।  $CZ$  buckle হবার নয় deflection হয় strong axis বরাবর।

$y$  বরাবর  $K=0.5$  ← weak axis  
 $x$  "  $K=1$  ← strong axis

### Lec-17

Local buckling:

main buckling → axis থেকে যায়

local " → main axis থেকে না, element of cross section থেকে যায়।

- Local buckling depend করে,  $X$ -section এর উন্নয়ন। element এর thickness ratio এর উন্নয়ন
- Local buckling হলেও structure failure হতে পারে।
- $\frac{b}{t}$  ratio বাড়লে local buckling বাড়ে।
- local buckling → compression ও bending এ হয়।
- AISC chart এর বিভিন্নভাগ  $X$ -section compact

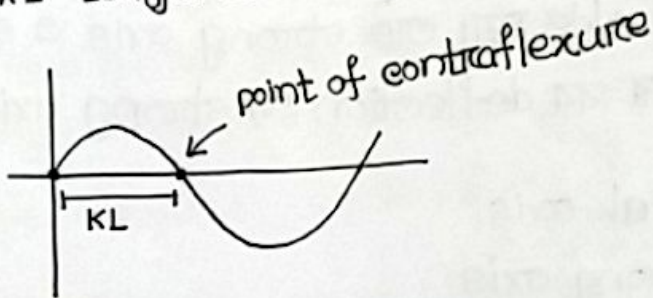
AISC  $X$ -sectional chart এ এই super-script দেয়া আছে এটার meaning

$\left\{ \begin{array}{l} \text{—} \\ \text{—} \\ \text{—} \\ \text{—} \end{array} \right.$	কিছু না থাকলে → compact section বুঝায়	$\left. \begin{array}{l} \text{—} \\ \text{—} \\ \text{—} \\ \text{—} \end{array} \right\}$	chart এর নিচে মাদটীকা দেয়া আছে।
	$h$ →		
	$c$ →		
	$v$ →		
	$g$ →		

## Compression Member-3

(15/1)

$KL$  = Length of 1 half sine curve = ২টা point of contraflexure  
 এর মধ্যকার distance



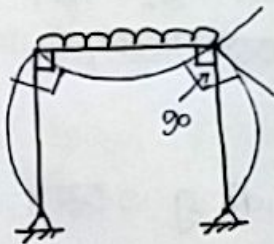
$K$  বন্ধনে, capacity বাড়ে।

• wind বা earthquake load থাকলে, deflection limited করার জন্য bracing দেয়া হয়।

Sway  $\rightarrow$  কাত হলে মাম

• bracing না থাকলে কাত হলে মাবে।

### rigid joint



before & after deflection  
 angle  $90^\circ$ .

$$\text{Frame stiffness parameter} = \frac{EI}{L}$$

stiffness  $\rightarrow$  bend করার জন্য যত load লাগে।

$L \uparrow$ , stiffness  $\downarrow$

$I \uparrow$ , "  $\uparrow$

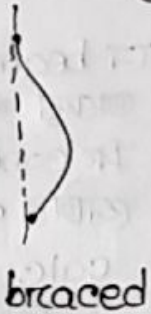
$$G = \frac{\sum \text{colm stiffness}}{\sum \text{beam stiffness}}$$

$G_A \rightarrow$  A point এ ২টা colm, ২টা Beam (৩,৩,৩,৩) } Fig of sheet  
 $G_B \rightarrow$  B " " ২ " " " ২ " " (২,২,২,২)

Lecture-18

(15/8)

- যে কোন কোম এবং Top ও Bottom এ G বের করতে হবে।
- G বের করতে হয় joint এ.
- A measure of stiffness  $\frac{EI}{L}$
- At a joint  $G = \frac{\sum (EI/L)_{col}}{\sum (EI/L)_{beam}}$
- আগে consider করে নিব frame টি braced নাথি unbraced.
- braced  $\rightarrow$  কোম এবং top ও bottom joint অর্থাৎ vertical alignment এ থাকবে। তবে কোম এবং কলামের অক্ষ বক্রও মেতে পারে।



stiffness  $\rightarrow$  কত সহজে একটি member কে বাঁকানো যায়, নাথি মাপনা তার একটি measure.

G  $\rightarrow$  একটি joint এ কোম কে rotate করতে beam টি কত বাধা দেয়।

(15/11)

Math

• Unit ঠিক হতে হবে।

Fixed support এ  $G = 0$   
Hinge " "  $G = \infty$

কোম AB: (Braced)

At A:  $\infty$  Theoretically  $G_A \rightarrow \infty$  [কোম]  
practically we take a high value, say  $G_A = 50$  (০৫ 10)

$G \rightarrow 0$  (fixed) =  $\frac{\text{কোম}}{\text{(beam)}}$

fixed support এ কোম rotate করতে পারেনা, বাধা অসীম, তাই  $\frac{\text{something}}{\infty} = 0$

at B:  $G_B = \frac{(I/L)_{AB}}{(I/L)_{BD}} = \frac{110/(15 \times 12)}{800/(30 \times 12)} = 0.275$

Forc AB,  $K_{AB} = 0.77$  (from chart)

col<sup>m</sup> FG<sub>1</sub> : (Braced)

At F: Theoretically  $G_F = 0$

practically we take a small value =  $0.1 \sim 1.0$

for this problem, use  $G_F = 1$

At G:  $G_G = \frac{(I/L)_{FG_1} + (I/L)_{GH}}{(I/L)_{DG} + (I/L)_{G_2}}$

$= \frac{(I/L)_{FG_1} + (I/L)_{GH}}{(I/L)_{DG} + (I/L)_{G_2} \times 1.5}$

1.5 → hinged (braced)

[যে beam ২টা connected তাদের অন্য end ২টি কি condition আছে সেটার effect এই calculation এ আসবে]

$\frac{15}{10}$  glide

[Beam এর stiffness modifier]

col<sup>m</sup> GH : (Unbraced)

$G \rightarrow \infty$  (Hinge) =  $\frac{\text{col}^m}{\text{beam}} \rightarrow$  Hinge support এ col<sup>m</sup> ইচ্ছাকৃত rotate করতে পারে, কোন বাধা নেই,

$\therefore G = \frac{\text{something}}{0} = \infty$  so,  $K = 0$ .

Lecture-19

Compression member-4

16  
1

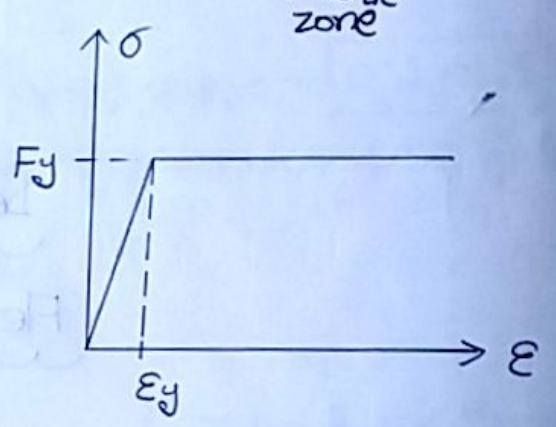
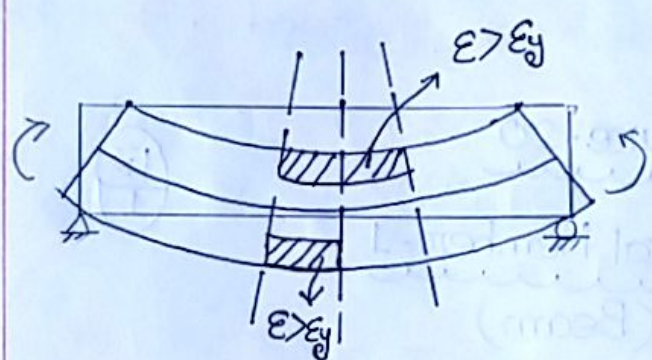
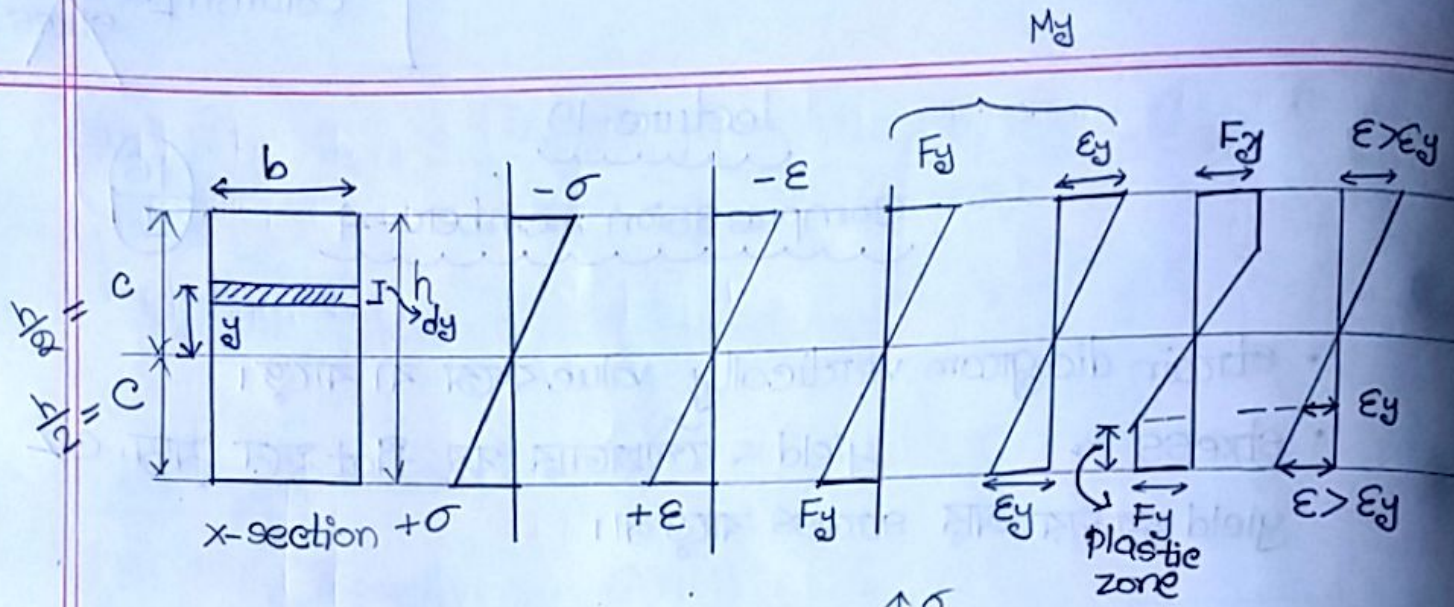
- Obtain diagram vertically value কল্পে বা বাড়ে।
- stress " yield এ পৌঁছানোর পর flat হয়ে যায়, EZ yield এর পর আর stress বাড়ে না।

Lecture-20

Flexural Member-1  
(Beam)

17  
1

- col<sup>m</sup> to col<sup>m</sup> beam → গির্দারে. এই কোম ও গির্দারে মিলেই mainly load টাকে resist করে।
- Floor beam দেয়া হয় slab এর span ছোট করার জন্য। অত্যা slab depth কল্পে মাঝে।
- buckling → যেদিকে বাঁকন স্থান কতখা তেদিকে না হয়ে অন্য দিকে বাঁকন হয়



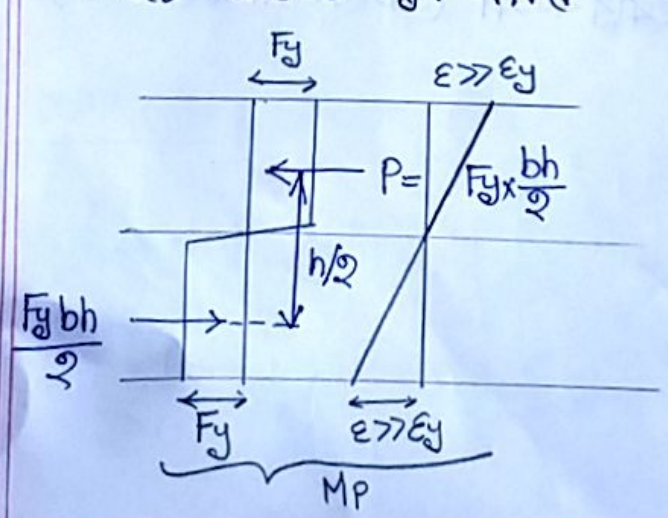
$$F_y = \frac{M_y c}{I} = \frac{M_y}{I/c} = \frac{M_y}{S_x}$$

$$\therefore M_y = F_y S_x$$

$S_x$  = elastic section modulus

Strain can be  $> \epsilon_y$   
but stress  $F_y$  शक्य

$$P = \text{load} = \text{stress} \times \text{area} = F_y \times (b \times \frac{h}{2})$$



plastic condition

$$\begin{aligned}M_p &= P \times \frac{h}{2} \\ &= F_y \frac{bh}{2} \times \frac{h}{2} \\ &= F_y \frac{bh^2}{4} \\ &= F_y Z_x\end{aligned}$$

$$Z_x = \frac{bh^2}{4} = \text{plastic section modulus for rectangular section}$$

$$S_x = \frac{I}{c} = \frac{bh^3/12}{h/2} = \frac{bh^2}{6}$$

shape factor

$$\xi = \frac{Z_x}{S_x} \geq 1$$

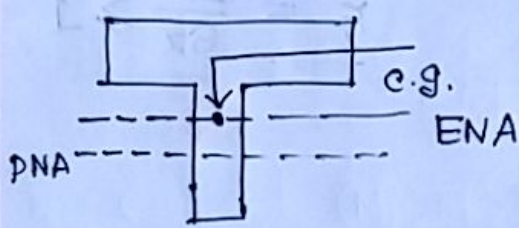
$$M_p = \int \underbrace{F_y (b \cdot dy)}_{\text{Force}} \cdot \underbrace{y}_{\text{distance}} \quad \text{moment}$$

$$= F_y \int b y dy \quad (F_y = \text{constant})$$

$$= F_y \int y dA \quad (dA = b \cdot dy)$$

- plastic section mod. এর জন্য একই N.A থাকে
- elastic " " " " একই " "
- section unsymmetric হলে plastic ও elastic N.A আলাদা হবে।

- plastic N.A এর বন্ধার সমস, section তি সমান ২টা area তে ভাগ করব।
- elastic N.A হল c.g. তে।



Q. বিভিন্ন Type এর section এর ~~the~~ shape factor কিভাবে এর করতে হয়? Derivation মিখাতে হবে।

$$Z_p = \frac{(b \cdot d) \cdot \frac{b \cdot d}{2}}{A} = \frac{b \cdot d}{2}$$

$$(b \cdot d - A)$$

$$(b \cdot d - A \cdot b)$$

$$b \cdot d \cdot \frac{b \cdot d}{2} =$$

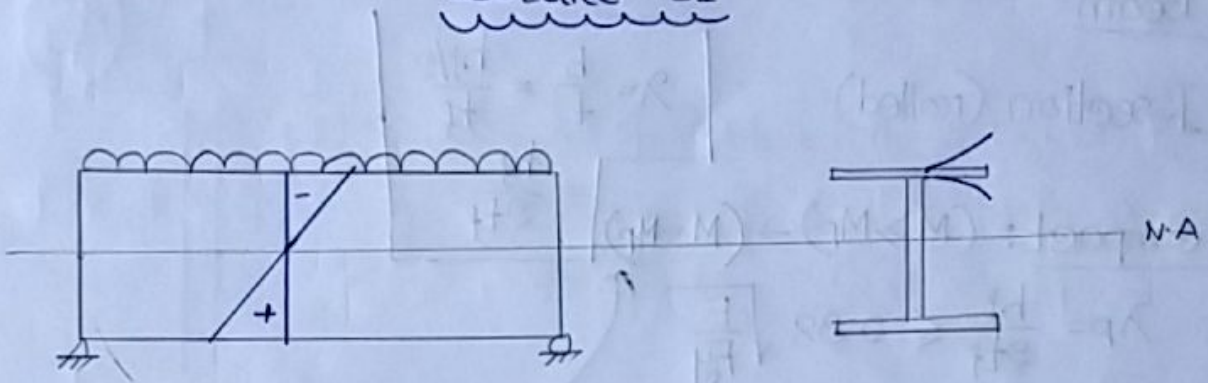
$$A \cdot b \cdot \frac{b \cdot d}{2} =$$

কোন A.M বিএ ক্ষেত্রে  $b \cdot d$   $\frac{b \cdot d}{2}$   $\frac{b \cdot d}{2}$   $\frac{b \cdot d}{2}$

এই  $\frac{b \cdot d}{2}$   $\frac{b \cdot d}{2}$   $\frac{b \cdot d}{2}$   $\frac{b \cdot d}{2}$   $\frac{b \cdot d}{2}$   $\frac{b \cdot d}{2}$   $\frac{b \cdot d}{2}$   $\frac{b \cdot d}{2}$   $\frac{b \cdot d}{2}$   $\frac{b \cdot d}{2}$

।  $\frac{b \cdot d}{2}$   $\frac{b \cdot d}{2}$   $\frac{b \cdot d}{2}$   $\frac{b \cdot d}{2}$   $\frac{b \cdot d}{2}$   $\frac{b \cdot d}{2}$   $\frac{b \cdot d}{2}$   $\frac{b \cdot d}{2}$   $\frac{b \cdot d}{2}$   $\frac{b \cdot d}{2}$

## Lecture - 21



N.A এর উপরে compression আছে, তাই local buckling হতে পারে।

slide  $\left(\frac{14}{8}\right)$  এর মত classification করা possible.

For Beam

- $\nearrow F_y z_x$
- 1) Compact  $\rightarrow M_p$  : develops without any local buckling
  - 2) Non-compact  $\rightarrow$  ~~Local buckling occurs after~~ Local buckling occurs after  $M > M_y = F_y S_x$ , but before reaching  $M_p$ .
  - 3) Slender  $\rightarrow$  Local buckling before reaching  $M_y$ .

slide  $\left(\frac{17}{10}\right) \rightarrow$  Local buckling হবে কি হবে না.

Flexure  $\rightarrow$  Beam

Uniform Compression - Column

- Web এ buckling খুব কম হয়। Generally Flange এই local buckling হয়।

\*  $\frac{b}{t}$

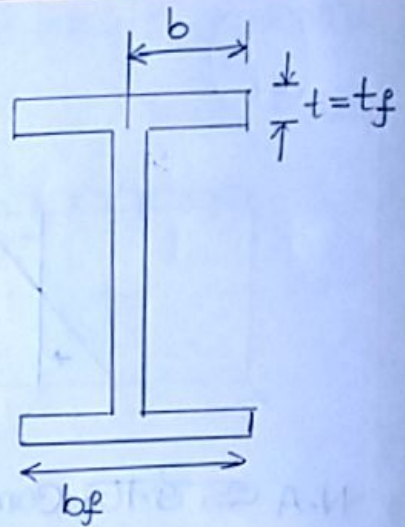
## Beam

I-section (rolled)

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{bf/2}{t_f}$$
$$= \frac{bf}{2t_f}$$

compact: ( $M \geq M_p$ )  $\rightarrow$  ( $M = M_p$ )

$$\lambda_p = \frac{bf}{2t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$



Non-compact ( $M_p > M > M_y$ )

$$\lambda_{rc} = \frac{bf}{2t_f} > 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\text{and } \leq 1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

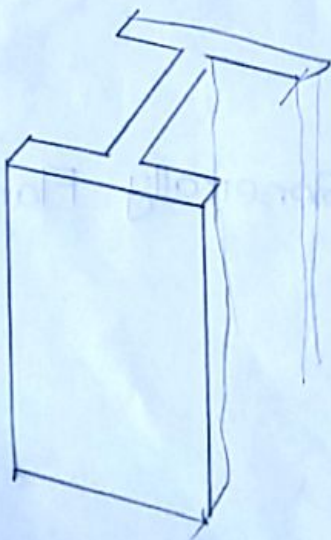
• plastic moment ( $M_p$ )  
এর পর আর কোন moment  
develop করা যায় না।

তাই  $M = M_p$

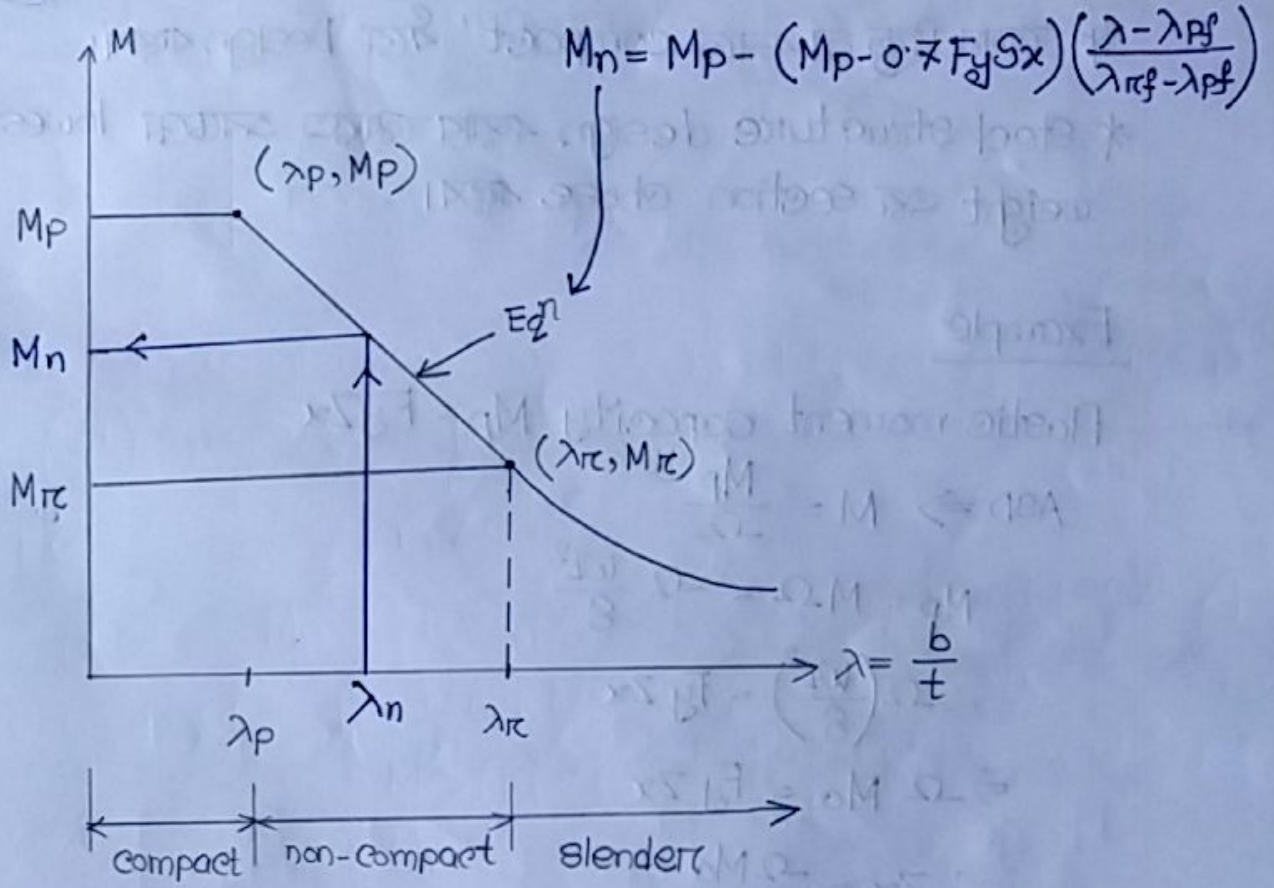
অই কোন gross section  
এর max 'M' হল  $M_p$ .

Slender ( $M < M_y$ )

$$\lambda = \frac{bf}{2t_f} > 1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$



Gross sectional moment capacity: (nominal moment capacity)



$$M_n = M_p - (M_p - 0.7 F_y Z_x) \left( \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_{rc} - \lambda_p} \right)$$

non-compact region এর Moment

Material cross section দেয়া থাকলে  $\lambda_p, \lambda_n, \lambda_{rc}$  বের করতে পারবে।

অর্থাৎ,  $M_p = F_y Z_x$

$M_{rc} = F_y S_x \times 0.7$

সে,  $M_n$  বের হতে পারে।

প্রত্যেক X-section এ 30% residual stress develop করা থাকে। তাই বাকি 70% আয়তন পাচ্ছি যাতে নাগালের জন্য।

• আর compact region এর Moment হল  $M_p$ .

- \* কোন কিছু না বললে 'compact' ধরে Design করবে।
- \* Steel structure design করার ক্ষেত্রে সবচেয়ে lowest weight এর section choose করবে।

Example

Plastic moment capacity  $M_p = F_y Z_x$

$$\text{ASD} \Rightarrow M = \frac{M_p}{\Omega}$$

$$M_p = M \cdot \Omega = \Omega \frac{WL^2}{8}$$

$$\therefore \Omega \left( \frac{WL^2}{8} \right) = F_y Z_x$$

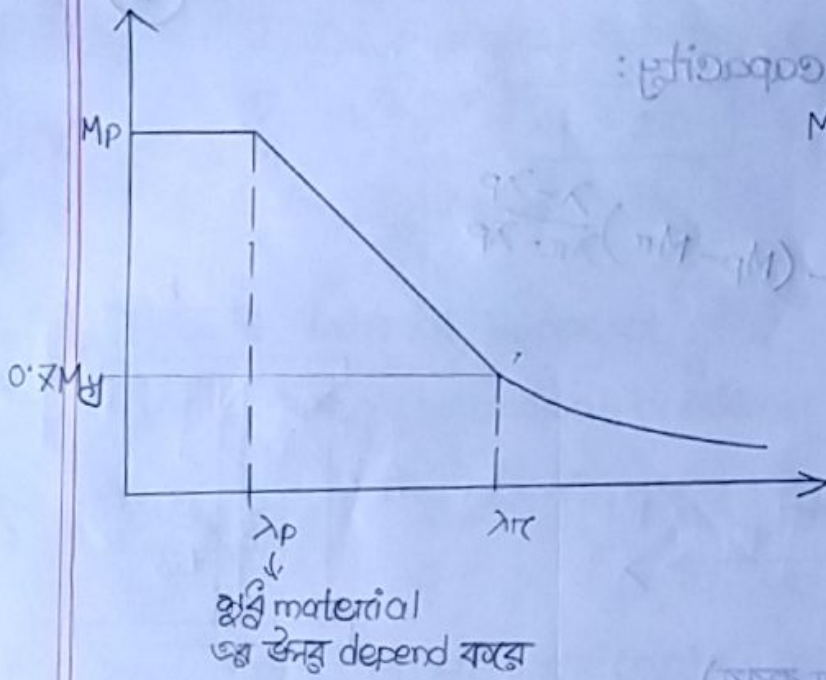
$$\Rightarrow \Omega M_a = F_y Z_x$$

$$\therefore Z_x = \frac{\Omega M_a}{F_y}$$

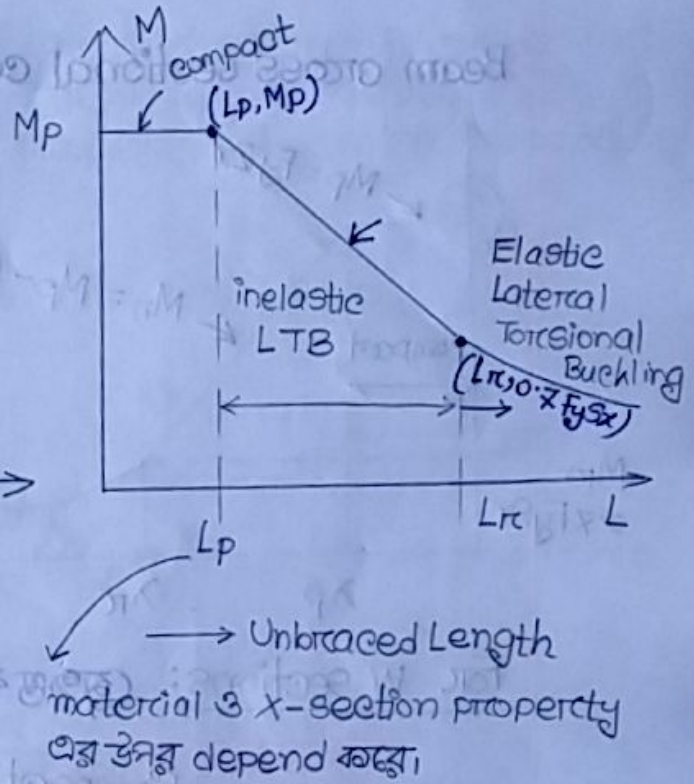
$L \rightarrow$  span এর যতটুকু আছে lateral support দেয়া নাহি  
= unbraced length

- Unbraced length বাড়লে capacity কমাবে।

## Cross section Capacity:



## Beam Capacity



- Lateral torsional buckling এ bending হয় y axis এর আদেঙ্গে।
- যদি Beam although supported থাকে, তবে (Beam capacity) calculation করতে হবে না, (cross section capacity) calculation করতে হবে।
- তবে যদি মাঝে মাঝে supported থাকে তবে Beam capacity calculation করতে হবে।

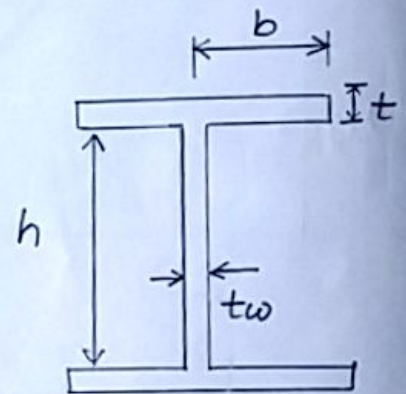
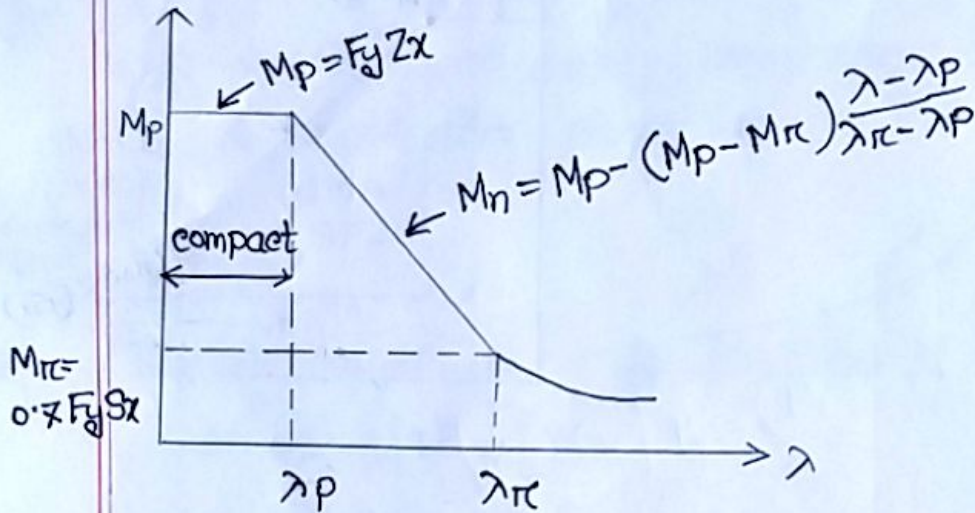
• non-compact এর ক্ষেত্রে  $M_p$  পর্যন্ত moment reach করে না।

কম্প্যাক্ট ও নন-কম্প্যাক্ট

। কম্প্যাক্ট ও নন-কম্প্যাক্ট

। কম্প্যাক্ট ও নন-কম্প্যাক্ট

Beam cross sectional capacity:



For W sections: (স্বাভাবিক করণ)

	<u>Compact</u>	<u>Non-Compact</u>	
Flange	$\lambda \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda < 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow$ compact $0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \lambda < 1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow$ non-compact $\lambda$ for Flange,
Web	$\lambda \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

- Compact হলে plastic moment হবে,  $M_p = F_y Z_x$  Similarly for web
- Compact না হলে  $\lambda$  বের করে interpolate করে  $M_n$  বের করবে।

x [ \* Generally flange  $\rightarrow$  non-compact হতে পারে ]

\* Generally web  $\rightarrow$  compact হতে পারে।

- \* Compact হতে হলে সব member  $\delta$  compact হতে হবে।
- \* কোন একটি member non-compact হলে গেলে সারা section  $\delta$  non compact হবে।

Math Determine capacity of W 14X74

(19/1)

1. Con. lateral support (Lateral torsional buckling

2.  $L_b = 15'$ ,  $C_b = 1.0$  হল না, cross sectional property of beam হল অর capacity

Given,  $F_y = 50 \text{ ksi}$

(2)

① Cont. Lateral Support:

No Lateral torsional buckling

W 14X74

$A =$

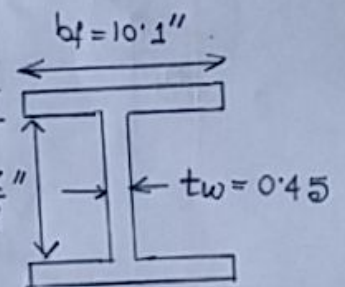
$b_f = 10.1''$

$t_f = 0.785''$

$d =$

$t_f = 0.785''$

$T = 10 \frac{X}{8}''$



Check compactness criteria:

$$\text{Flange, } \lambda = \frac{b}{t} = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{10.1}{2 \times 0.785} = 6.43$$

$$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \times \sqrt{\frac{29 \times 10^6}{50 \times 10^3}} = 9.15$$

$$\therefore \lambda < 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \text{Flange compact}$$

$$\text{web, } \lambda = \frac{b}{t} = \frac{h}{t_w} = \frac{10.875}{0.45} = 24.17$$

$$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 90.55$$

$$\therefore \lambda < 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \text{web compact}$$

$\therefore$  Section is compact

$$\begin{aligned} \therefore \text{Capacity, } M_n &= M_p = F_y Z_x \\ &= 50 \times 126 \\ &= 6300 \text{ k.in} \end{aligned}$$

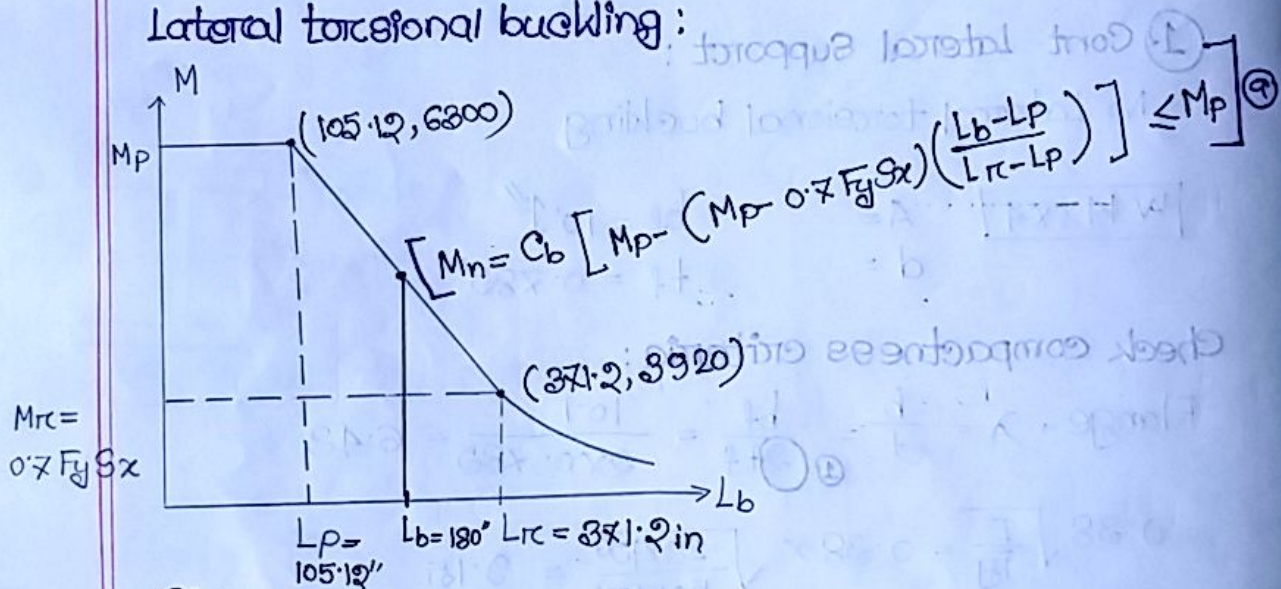
হাসিনা @

LRFD:  $\phi M_n = 0.9 \times 6300 = 5670 \text{ K.in}$

ASD:  $M_n / \Omega = 6300 / 1.67 = 3772.5 \text{ K.in}$

(2)

Lateral torsional buckling:



Given,  $L_b = 15' = 180''$

$L_b$  তা গ্ৰাফে এর বোঝানো জন্যে লেখ, তাই  $L_p, L_r$  বের করতে হবে।

$C = C_b = 1, S_x = 112, \tau_y = 2.48, \tau_{ts} = 2.83, h_o = 13.4, \alpha = 3.87$

(18/9)  $\left\{ L_p = 1.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \tau_y = 1.76 \sqrt{\frac{29 \times 10^3}{50}} \times 2.48 = 105.12''$

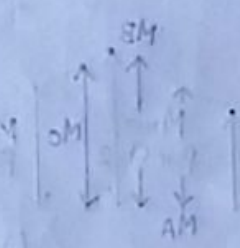
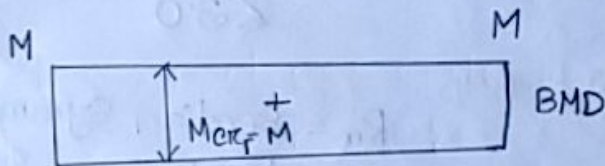
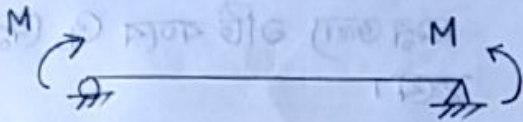
$L_r = 1.95 \tau_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left( \frac{0.7 F_y}{E} \frac{S_x h_o}{J_c} \right)^2}}$

$= 371.2 \text{ in}$

$\therefore M_n = @ \text{ অবস্থানে} = 5630 \text{ K.in.}$

Lec-24

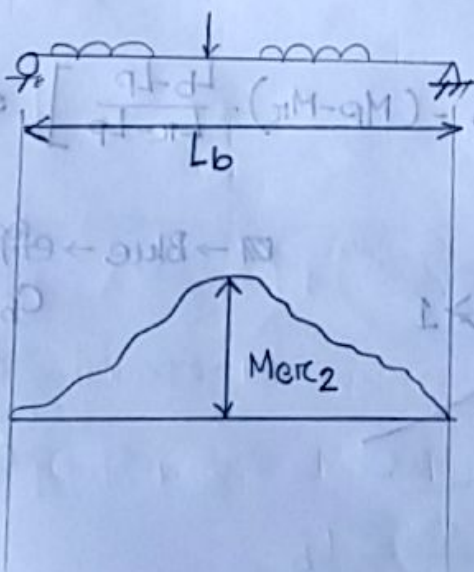
(18/8) Lateral Torsional Buckling (LTB) Theory:



Beam is subjected to pure bending, no shear. M constant

এই অবস্থায়,  $M_{cr} = \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L}\right)^2 I_y C_w}$

But for more realistic loading:



moment is not constant here, has arbitrary shape  
for this type of beam,

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L}\right)^2 I_y C_w}$$

$$F_{cr} = C_b \frac{\pi}{S_x L} \sqrt{\dots}$$

$$M_{cr2} > M_{cr1}, \quad C_b > 1$$

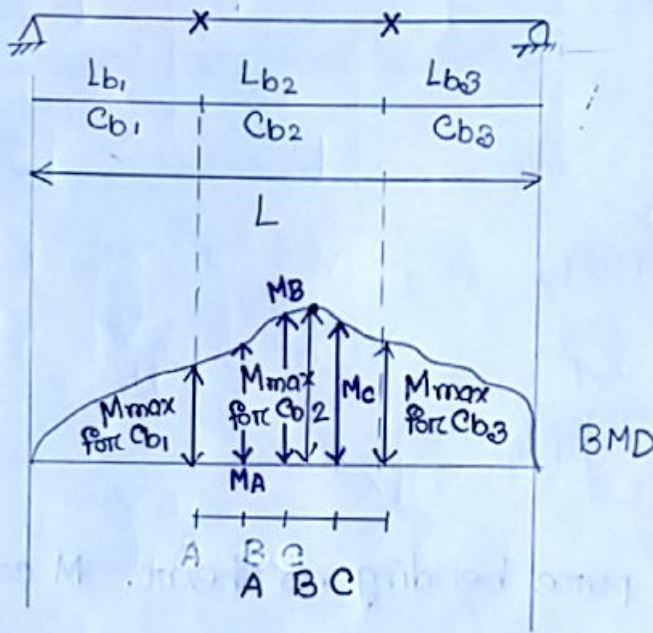
$$1 < C_b \leq 3 \text{ for } M_{cr2}$$

★ Exam এ  $C_b$  এর করার Math আছে। আগে BMD Draw করুন নিতে হবে।

•  $C_b$  depends on moment diagram.

Formula of  $C_b$ :  $\left(\frac{18}{14}\right)$

প্রত্যেকটা unbraced span এর জন্য ৩টি করে  $C_b$  এর হবে।



For  $C_{b2}$

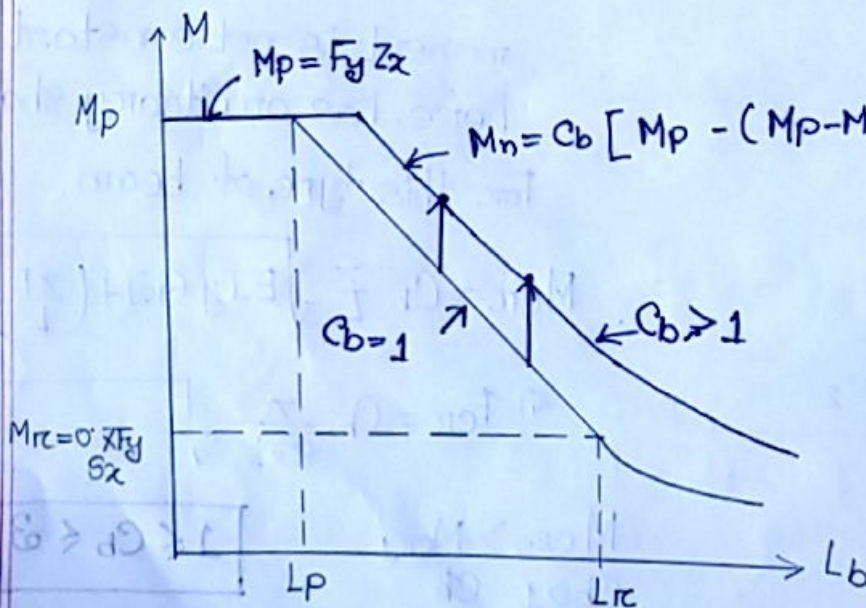
$$C_{b2} = \frac{12.5 M_{max} \times R_m}{2.5 M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

$$\leq 3.0$$

$R_m$  = section symmetry factor

= 1.0 for doubly symmetric section

•  $C_b$  অঙ্কে  $> 1$ , তাই  $M_{nc}$  বেড়ে যায়  $C_b$  এর জন্য।



▣ → Blue → effect of  $C_b$

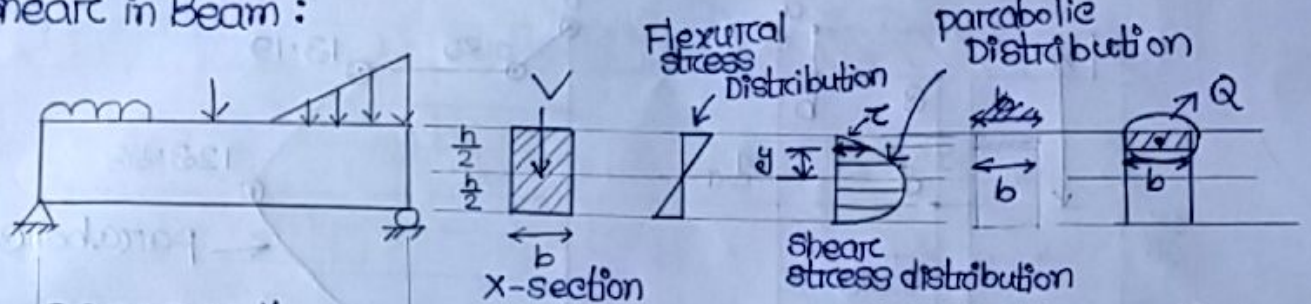
▣ → pencil → without considering  $C_b$

$$M_r = 0.7 F_y S_x$$

Lec-25

(20/1)

Shear in Beam :



$V =$  Total Shear Force acting on a section

$V =$  Total shear force acting on a section

$$\tau = \frac{VQ}{Ib}$$

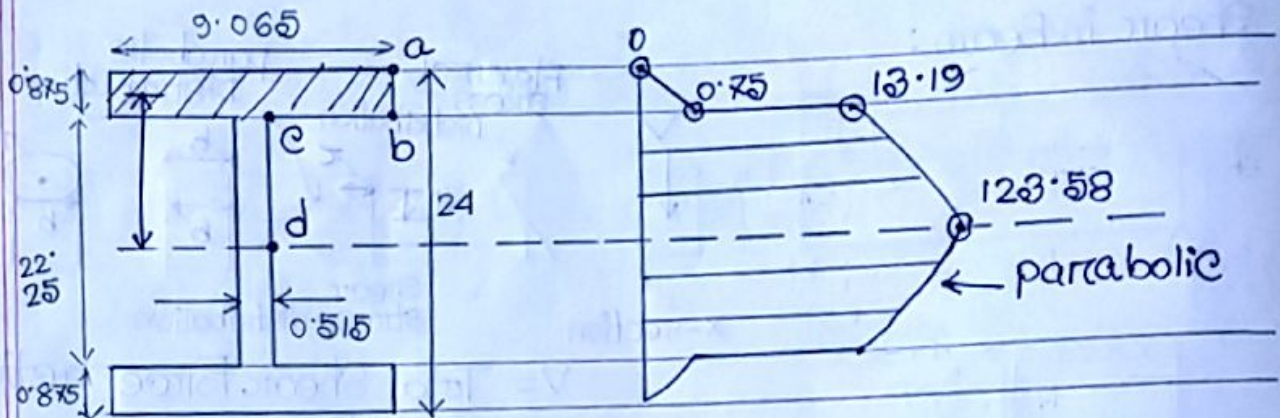
$Q \rightarrow$  যেখানে stress বের করা হচ্ছে, তার উপরের area ক্লিয়ার moment about N.A

$b \rightarrow$  width of section where  $\tau$  calculated

$Q =$  Area moment of the area above  $y$  about N.A.

উপরের দিও এর,  $Q = (h/2 - y)b \times \left( \frac{h/2 - y}{2} + y \right)$

□ Shear Stress on A 'W' section (W 24 x 94):

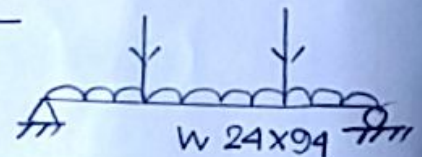


$$I = 2700 \text{ in}^4, V = 200 \text{ K}$$

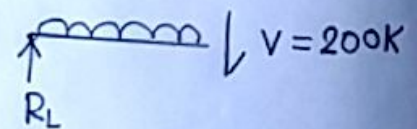
$$\tau_a = \frac{VQ_a}{Ib} = \frac{200 \times 0}{2700 \times 9.065} = 0$$

$$\tau_b = \frac{VQ_b}{Ib} = \frac{200 \times \left[ (9.065 \times 0.875) \times \left( \frac{22.25}{2} + \frac{0.875}{2} \right) \right]}{2700 \times 9.065} = 0.75$$

$$\tau_c = \frac{VQ_c}{Ib} = \frac{200 \times \left[ (9.065 \times 0.875) \times \left( \frac{22.25}{2} + \frac{0.875}{2} \right) \right]}{2700 \times 0.515} = 13.19$$



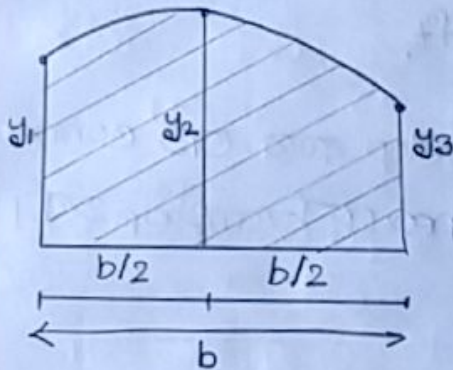
$$\tau_d = \frac{VQ_d}{Ib} = \frac{200 \times Q_d}{2700 \times 0.515} = 17.8$$



$$Q_d = (9.065 \times 0.875) \times \left( \frac{22.25}{2} + \frac{0.875}{2} \right) + \left( \frac{22.25}{2} \times 0.515 \right) \times \frac{22.25}{4} = 123.58$$

∴ Shear stress এর অধিকাংশই web এ আছে। অন্যদ একটু Flange এ আছে।

## Simpson's Rule:



Shaded area

$$A = \frac{y_1 + y_3 + 4y_2}{6} \times b$$

Contribution of web:

$$V_{web} = \left\{ \left[ \frac{13.19 + (4 \times 17.8) + 13.19}{6} \right] \times 22.25 \right\} \times 0.575$$

$$= 186.36 \text{ kip (93.18\%)}$$

$$V_{flange} = 200 - 186.36 = 13.64 \text{ kip (6.82\%)}$$

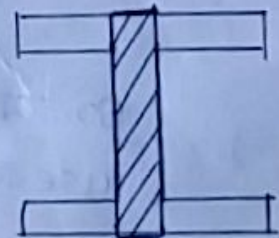
{ shear is carried by web  
Moment " " " flange

Average shear stress across the depth,  $\tau_{avg} = \frac{V}{dtw} = \frac{200}{24 \times 0.515}$

$$= 16.18 \text{ ksi}$$

$$\frac{\tau_{avg}}{\tau_{max}} = \frac{16.18}{17.8} = 0.91 = 91\%$$

$\therefore \tau_{avg}$  is close to  $\tau_{max}$ .

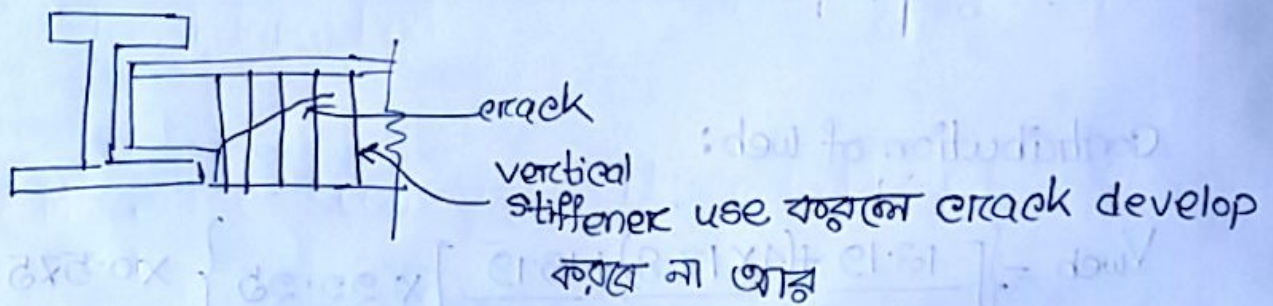


Lec-28

(23/1)

Roll করা হয় steel section অর্ধেক 20 ft.

- simple connection এ shear develop করে, তাই connection দিতে হবে web এ. ez, web দিয়ে shear transfer হবে। so, web to web connection



Lec-29

bolt spacing = 2.5 or 3 x bolt dia

$$= 3 \times \frac{3}{4} = \frac{9}{4} = 2.25''$$

$$\therefore \frac{12.53}{2.25} = 5.56 \approx 5$$

so, এই chart এ চর্চা বা এর চেয়ে কম bolt (সাঁটা) use করব।

$\frac{0.02}{3.14 \times 10^{-3}} = \frac{V}{wtb}$

১০৫ বাণী =

$V \cdot 100 = \frac{81.31}{2.25} = \frac{36.14}{100}$

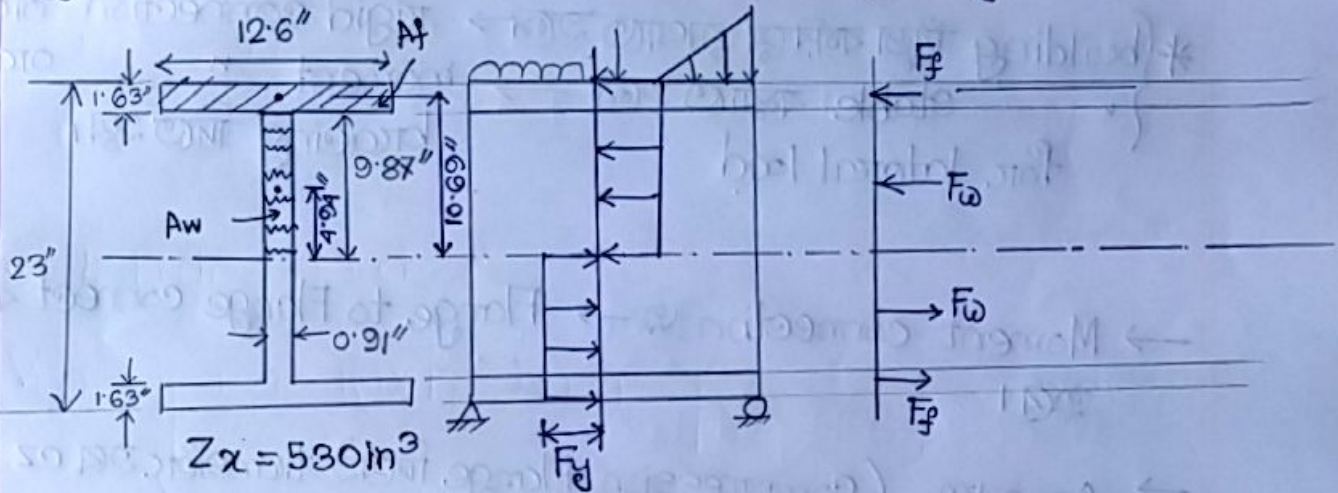
১০৫ বাণী = ৩৬.১৪

Lee-30

(25)  
1

- Shear web
- Moment flange

$F_y = 50 \text{ ksi}$ , W 21x201  $\rightarrow$  Moment Capacity



$$\begin{aligned} \text{Fully plastic condition} &= M_p = F_y Z_x \\ &= 50 \times 530 \\ &= 26500 \text{ K. in} \end{aligned}$$

$$F_f = F_y A_f = 50 \times (12.6 \times 1.63) = 1026.9 \text{ K}$$

$$F_w = F_y A_w = 50 \times (9.87 \times 0.91) = 449 \text{ K}$$

$$M_f = \text{Moment by flange stress} = 1026.9 \times 10.69 \times 2 = 21955.1$$

2 to flange

$$\therefore \frac{M_f}{M_p} = \frac{21955.1}{26500} = 0.828 = 82.8\% \rightarrow \text{Flange carries major part of moment}$$

• rigid connection  $\rightarrow$  beam-col<sup>m</sup> 90° angle এ আছে।  
এরা ছুঁতে না।

beam deflect বস্তুতে Col<sup>m</sup> ও deflect  
বস্তুতে এবং angle 90° হই থাকবে।

\* { building দাঁড়া করিয়ে রাখতে হলে  $\rightarrow$  rigid connection তে  
" stable বস্তুতে হলে  $\rightarrow$  moment " তে  
for lateral load bracing দিতে হয়।

$\rightarrow$  Moment connection এ  $\rightarrow$  Flange to Flange connect বস্তুতে  
হবে।

$\rightarrow$  As col<sup>m</sup> (Compression Flange দিয়েই transfer হবে ez, flange  
এর area বেশি)

$$\text{Flange area} = 2A_f = 41.1 \text{ in}^2$$

$$\text{Web " } = A_w = 18 \text{ in}^2$$

• Shear connection  $\rightarrow$  web to web connection

• Col<sup>m</sup> to col<sup>m</sup> connection  $\rightarrow$  Flange to Flange  
(axial load transfer)

\* যেখানে moment থাকবে, সেখানে shearও থাকবে।

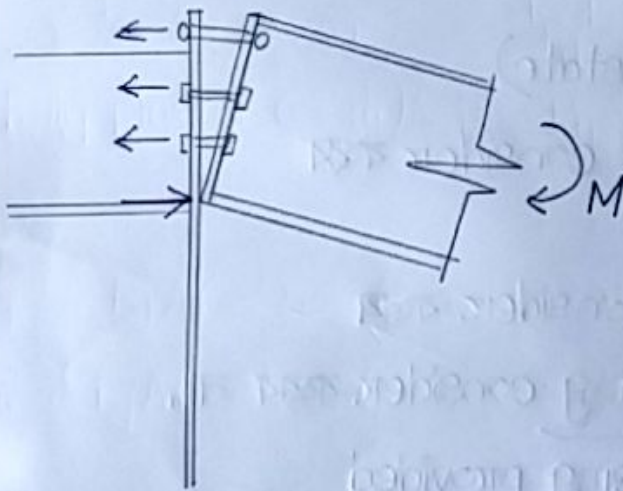
তাই web flange এ connection দিলে web এও connection  
দিতে হয়।

\* Welded connection (a) নং, সবচেয়ে preferable.

- Welding করলে material brittle হয়ে যায়। যখন EQ তে ব্যাকেনা হয়।
  - Field এ welding করা ব্যাকেনা, কিন্তু lab এ ভালভাবে করা যায়।
- So, **best হল (d) নর connection.**

### Lec-31

- Cantilever beam এর জন্য Continuous beam to colm connection লাগে



সব bolt এর force equal  
=  $P_t$

Flange Tension = Bolt force

Design → 1) end plate thickness  
2) bolt dia

$\phi M_{np}$  → সবগুলো Bolt yield করলে সেই moment develop  
করবে।  
Actual bolt এর capacity

## Lecture-26

### □ Point Load on Beam :

যে point এ, point load আছে, তা যদি previously designed beam section এর capacity exceed করে তখন section thickness বাড়ানো যায়। But এটা uneconomic as problem only এক point এ, তাই এই point এ stiffener দিব এটা economic solution.

## Lecture-27

### □ Serviceability of beam :

deflection  $\rightarrow$  L.S (Limit state)

stress, strain  $\rightarrow$  দুটোই consider করবে  
(deflection)

- Load & deflection both consider করবে
- Lateral torsional buckling consider করবে না,  
as lateral bracing provided