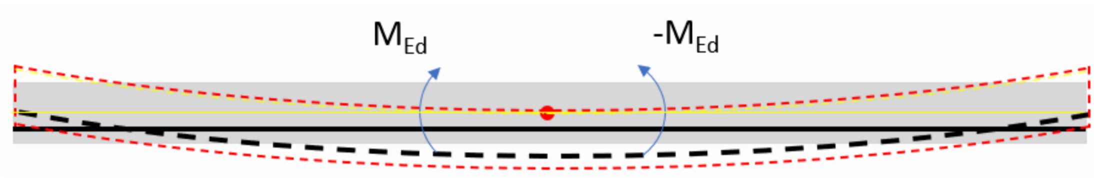
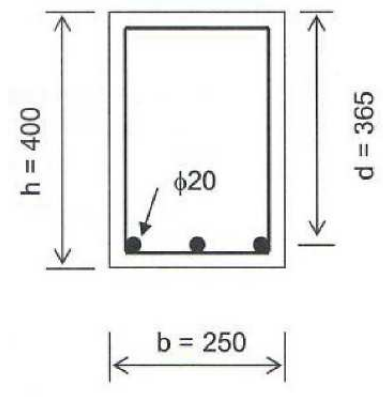
Eksempel 3: Beregning av momentkapasitet - tverrsnitt m/armering

Vi skal finne bjelkens (armert betong) momentkapasitet. Det betyr i klartekst at den går i brudd straks lasten / momentet er infinitesimalt større enn kapasiteten selv om vi, ved kapasitetsberegninger, nok forsikrer oss vba. av faktorer for usikkerhet. $M_{Ed} := 98\ kN \cdot m$.

Det vi må forsikre oss om er at dens kapasitet $M_{Rd} > M_{Ed}$. M_{Ed} påføres bjelken.



Figur E301. Bjelke av armert betong påkjent av et bøyemoment M_{Ed}.



Figur E302. Bjelkens tverrsnitt.

På figur E301 ser vi bjelken i utgangspunktet, rett uten påkjenning fra momenter. Det er viktig å påpeke at bjelken må dimensjoneres slik at dens egenvekt er inplementert og IKKE bøyer den nevneverdig.

Bjelken påføres så et moment (rødt og stiplet) og vi skal finne dens kapasitet i.e. om den momentkapasitet er større enn det momentet som den påføres. Har følgende opplyst:

Materialet er: Betong B35 som gir $f_{ck} := 30\ MPa$
Armering: B500C som gir en $f_{yk} := 500\ MPa$
Elastisitetsmodul stål: $E_s := 2.0 \cdot 10^5\ MPa$
Aksiall last fra egenlast: $G := 300\ kN$
Aksiell nyttelast: $P := 750\ kN$

Armeringsstålet: $d_a := 20\ mm$, antall $n_a := 3$. Effektivt tverrsnittsareal er da:

$$A_s := \frac{\pi}{4} d_a^{\,2} \cdot n_a = 942.5\ mm^2$$

Ved å ta hensyn til at langtidslast reduserer materialfastheten benyttes det i EC2 at $a_{cc} := 0.85$. Videre benyttes det en materialfaktor for betongen lik, $\gamma_c := 1.5$. For armeringsstålet gjelder materialusikkerheten, $\gamma_s := 1.15$. Alle disse tre faktorene reflekterer materialusikkerheter. Har da at,

$$f_{cd} := f_{ck} \cdot \frac{a_{cc}}{\gamma_c} = 17\ MPa \quad \text{og} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.8\ MPa$$

Sjekker om armeringstverrsnittet er tilstrekkelig dimensjonert:

Flyttøyning for armeringsstålet: $\varepsilon_s := \dfrac{f_{yd}}{E_s} = 0.00217$

Fra tabell 3.1 finner vi at: $\varepsilon_{cu} := 3.5 \cdot 10^{-3} = 0.0035$

Vi finner balansen ved: $\alpha_b := \dfrac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s} = 0.617$

Har videre at: $\lambda := 0.8$ $\eta := 1.0$ $b := 250\ mm$ $d := 365\ mm$

Nødvendig armeringsreal er da: $A_{sb} := \lambda \cdot \eta \cdot \dfrac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot b \cdot d \cdot \alpha_b = 1760.7\ mm^2$

Ved sammenlikning så ser vi at $A_s < A_{sb}$ i.e. $A_s = 942.5\ mm^2$ < $A_{sb} = 1760.7\ mm^2$ og at tverrsnittet av den grunn er underdimensjonert.

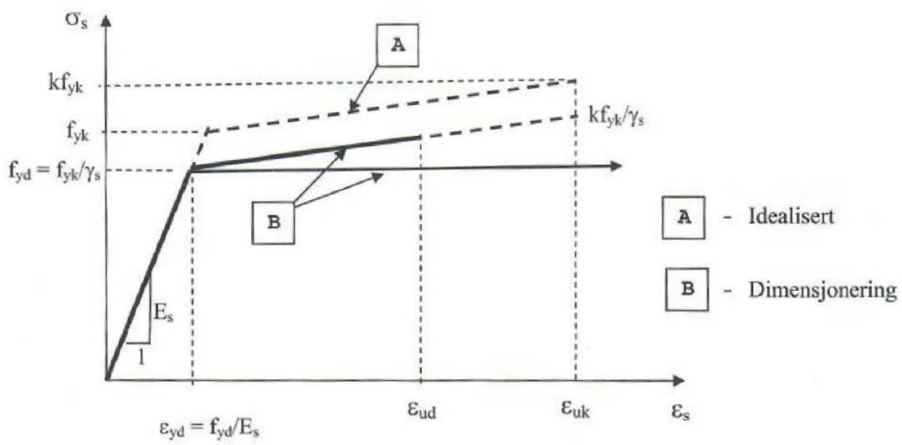
Den aktuelle α finnes da ved: $\lambda \eta f_{cd} b d \alpha - f_{sd} A_s = 0$ => $\alpha := \dfrac{f_{yd} \cdot A_s}{\lambda \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0.3302$

Den balanserte tøyningen kan uttrykkes ved $\varepsilon_b := \dfrac{1 - \alpha}{\alpha} \cdot \varepsilon_{cu} = 0.0071$ som igjen må sjekkes opp mot stålets tøyning $\varepsilon_s = 0.00217$

I hht. EC2 3.2.7(2) kan én av følgende forutsetninger legges til grunn ved dimensjonering:

1. Lineær fastning med en tøyningsgrense $\varepsilon_{ud} := 3\%$ og $k := 1.04$ etter EC2 Tabell NA3.5(901)

2. Ideel flyting der det ikke er nødvendig å påvise grensetøyningen. Dette er den tradisjonelt vanligste kravsjekk-modellen i norsk praksis da med en definert bruddgrense på $\varepsilon_{ud} := 1\%$.



Figur E303. Idealisert og dimensjonerende spenning- og tøyningsdiagram for armeringsstål.

Ser at $\varepsilon_b = 0.0071$ eller $\varepsilon_b = 0.71\%$ < $\varepsilon_{ud} = 1\%$ som er det mest brukte kravet i Norge opptil nylig. Tøyningen er derfor innenfor kravet og ok.

Bjelkens momentkapasitet finnes derfor som,

$$M_{Rd} := \lambda \cdot \eta \cdot \alpha \cdot (1 - 0.5 \cdot \lambda \cdot \alpha) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 129.8\ kN \cdot m \quad > \quad M_{Ed} = 98\ kN \cdot m \quad \text{ok!}$$